Der
Stahlbau
1931

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung:

Dr.=Ing. **A. Hertwig**, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin

Professor **W. Rein**, Breslau, Technische Hochschule

4. Jahrgang

1931

Mit 890 Textabbildungen

Berlin 1931
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Inhalts-Verzeichnis des 4. Jahrganges, 1931.

Sachverzeichnis.

Namenverzeichnis.

Buchdruckerei Gebr. Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen
Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 9. Januar 1931 | Heft 1

Das Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie AG., Frankfurt a. M.

Von Architekt **Zimmermann**, Berlin.

Das neue, nach den Plänen von Prof. Dr.-Ing. ehr. Poelzig erbaute Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie in Frankfurt a. M. umfaßt eine Nutzfläche von 26000 m²; zusammenhängend damit sind ein farbtechnisches Laboratorium von 2000 m² Grundfläche und ein Wirtschaftsgebäude mit Speisesälen und Küchen für 1600 Personen, ferner ein Heizwerk, Garage und sonstige Nebenanlagen entstanden. Das Bauwerk ist im Nordwesten der Stadt Frankfurt a. M. gelegen, auf einem Gelände, das sich von der Westl. Fürstenberger Straße, der die Vorderfront des Verwaltungsgebäudes zugekehrt ist, in nördlicher Richtung bis zur Miquelstraße erstreckt (Abb. 1). Das Laboratorium liegt östlich des Hauptgebäudes und ist mit diesem durch eine Brücke verbunden, während das Wirtschaftsgebäude der Rückfront des Verwaltungsgebäudes nördlich vorgelagert ist. Die obengenannten Nebengebäude sind in entfernteren Teilen des geräumigen Grundstücks untergebracht.

Abb. 1. Lageplan.
1 Verwaltungsgebäude. *2* Laboratorium. *3* Wirtschaftsgebäude. *4* Garagen. *5* Heizwerk. *6* Brücke.

Abb. 3. Querschnitt der Querflügel.

Abb. 4. Querschnitt der Verbindungsbauten.

Zunächst sei das Verwaltungsgebäude beschrieben. Die Anordnung und Gestaltung des Grundrisses sowie die Höhen und Zahl der Stockwerke sind aus den Abb. 2 bis 4 zu ersehen.

Die Baugrundverhältnisse sind gekennzeichnet durch starken Schichtwechsel und starke Bodenverwerfungen. Der Löß wechselt mit Corbiculathon und Basaltgeröll ab. Das Gelände ist von Süden nach Norden leicht ansteigend; geologisch stellen diese Schichten Übergänge vom Tertiär zu Quartärformationen dar.

Aus der geologischen Beschaffenheit des Baugrundes er-

Abb. 2. Grundriß.

gaben sich die Richtlinien für den konstruktiven Aufbau des Gebäudes. Obgleich der Baugrund nicht schlecht ist, mußte immerhin mit der Möglichkeit ungleicher Setzungen gerechnet werden. Es mußte also ein Tragwerk gewählt werden, das sich durch seine natürliche Schmiegsamkeit diesen Verhältnissen anpaßt. Dieser Gesichtspunkt war um so wichtiger, als das Gebäude mit einer gegen solche Bewegungen sehr empfindlichen Werksteinverkleidung versehen wurde.

Abb. 6. Arbeitsplan der beiden Montagemethoden.

Dieser Gesichtspunkt war mit entscheidend für die Wahl des Stahlskelettbaues, zu dessen Gunsten weiterhin seine bekannten Vorzüge, wie kurze und von der Witterung unabhängige Bauzeit, sowie die geringen Konstruktionsstärken, d. h. mehr Nutzraum bei gleicher Größe des umbauten Raums, sprachen. Die Gründung besteht im wesentlichen aus Eisenbeton-Streifenfundamenten von 1 m durchschnittlicher Stärke. Aus der gewählten zulässigen Bodenpressung von 2,5 kg/cm² ergaben sich Breiten von etwa 2 bis 3 m. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Schubarmierung gewidmet; als Sicherung gegen ungleiche Setzungen wurde diese kreuzweise angeordnet.

Das statische System der Querflügel, bei denen eine Weite von 15,3 m bzw. 13,1 m ohne Zwischenstützen überspannt wird, stellt einen Stockwerksrahmen dar; diese Rahmen wiederholen sich in Abständen von 4,50 m. Infolge der Rahmenwirkung erwiesen sich, trotz dieser großen Stützweite, für die Unterzüge Träger I 60 bzw. I 45 als ausreichend, was in verschiedener Hinsicht von großem Vorteil ist. Zunächst natürlich wirtschaftlich, denn Walzträger sind wesentlich billiger als genietete Konstruktionen. Sodann war auch die geringe Breite des I-Normalprofils sehr zweckmäßig, was mit der Ausbildung der biegungsfesten Rahmenecken zusammenhängt. Die störenden, in den Raum hineinragenden schrägen Ecken, die zugleich die Stahlkonstruktionen verteuern, wurden grundsätzlich vermieden. Die Ausbildung der Rahmenecken erfolgte in der Art, daß der Unterzug durch die aus ⊐⊏-Profilen bestehenden Stützen hindurchgesteckt und die Einspannung mittels Winkel und Laschen durch Horizontalkeile bewerkstelligt wurde in der Art, wie sie aus der Abb. 5 ersichtlich ist und wie sie zuerst von den beratenden Ingenieuren Kuhn u. Schaim, Berlin, schon bei anderen Stahlskelettbauten angewendet wurde[1]).

Mit Rücksicht auf die Architektur war die für die Stütze zur Verfügung stehende Breite beschränkt, und es ist daher von Wichtigkeit, daß

Abb. 7. Montage mit Hilfe des Turmdrehkranes.

der zwischen den beiden Profilen durchzusteckende Unterzug möglichst schmal ist.

Die Stützen bestehen aus ⊐⊏ 40 bzw. 38, die in der Gegend der größten Momente bzw. in den unteren Geschossen ganz durch aufgenietete Platten verstärkt sind (Abb. 5). Die Verbindungsbauten, die von Außenstütze zu Außenstütze 10,1 m Breite aufweisen, sind durch eine mittlere Stützenreihe in der Flurwand nochmals unterteilt. Die Unterzüge sind parallel zur Front angeordnet und die Deckenträger konnten in einem Stück über die ganze Länge verlegt werden, da der in der Wand liegende Mittelunterzug ohne weiteres tiefer gelegt werden konnte. Die Deckenträger wurden nach dem Moment $\frac{Q\,l}{11}$ des größeren Feldes bemessen. Auch hier bestehen die Mittelstützen aus Doppelprofilen, so daß der in der Stützenachse liegende Deckenträger durch die Stütze hindurchgesteckt und in gleicher Weise biegungsfest angeschlossen wurde, wie oben für die Querflügel beschrieben. Rechnerisch wurde die Rahmenwirkung hier nicht weiter berücksichtigt, sondern die biegungsfeste Ecke verfolgt lediglich den Zweck, dem Bauwerk eine erhöhte Steifigkeit besonders für die Zeit der Montage zu geben. Bei den Außenstützen der Verbindungsbauten konnte hiervon abgesehen werden und sie wurden daher aus einem breitflanschigen I-Profil hergestellt. Es sei hier noch ein Wort über die Windkräfte gesagt. Das Stahlskelett wäre mit den dann zulässigen erhöhten Beanspruchungen auch imstande, diesen Wind-

Abb. 5. Konstruktive Durchbildung d. Rahmenstiele der Querflügel mit biegungsfesten Unterzuganschlüssen.

[1]) Vgl. u. a. „Stahlbau" 1928, S. 178, Abb. 4 u. 5.

druck aufzunehmen, jedoch erscheint diese Frage hier von untergeordneter Bedeutung, denn beim fertigen Bauwerk wird der Wind von den Massivdecken in die Außenwände übertragen und von diesen aufgenommen; das Stahlskelett muß Windkräften im wesentlichen nur während der Montage widerstehen. Die Decken sind durchweg 10 cm starke Hohlsteindecken mit waagerechter Unterspannung zwischen Stahlträgern im Abstand von etwa 1,70 bis 2,20 m.

Mit der Lieferung und Werkbearbeitung der rd. 5000 t betragenden Konstruktion aus Baustahl St 37 waren die drei Firmen: C. H. Jucho, Dortmund, mit rd. 2000 t, Flender A.-G., Düsseldorf-Benrath, mit rd. 2000 t und Eisenbau Bleichert, Neuß, mit rd. 1000 t beauftragt, während die Montage des Stahlskelettes nur von den beiden erstgenannten Firmen je zur Hälfte ausgeführt wurde. Die Aufstellungsarbeiten wurden am 3. Juni 1929 aufgenommen und waren in der Hauptsache am 30. September 1929 beendet.

Die Montage des Stahlskelettes begann, den Anordnungen der Oberleitung entsprechend, für die Firma Jucho bei Querbau $Q4$ und schritt von dort vor über den Verbindungsbau VIV, Querbau $Q5$, Verbindungsbau VV nach Querbau $Q6$ (Abb. 6). Der die Querbauten $Q3$ und $Q4$ verbindende Bau VIII wurde von den beiden Firmen je zur Hälfte zum Schluß eingefügt. Als Hauptmontagegerät diente der Firma Jucho der aus Abb. 7 ersichtliche fahrbare Turmdrehkran (Fabrikat Julius Wolff u. Co. G. m. b. H., Heilbronn), der durch bereitgehaltene Derriks ergänzt werden sollte. Zum Abladen der mit Fuhrwerk herangeführten Stahlkonstruktionsteile und zum Bedienen der Einbaukolonne wurde ein Dampfkran verwendet (Abb. 7). Beide Hauptgeräte, Turmdrehkran und Dampfkran, haben sich bewährt.

Erfahrungen über die Leistungsfähigkeit des Turmdrehkranes lagen noch nicht vor. Schon die ersten Tage aber zeigten, daß die Leistungsfähigkeit des Turmdrehkranes höher, als im Plan vorgesehen, eingeschätzt werden konnte. Die große Beweglichkeit, die große Hubgeschwindigkeit und die einfache Bedienung von einem Standpunkte aus für sämtliche Kranbewegungen ergaben den diesen Vorteilen gegenüber als schwerfällig anzusprechenden Derricks, einen solchen Zeitgewinn, daß man sich entschloß, das ganze Skelett vom Keller bis zur obersten Decke mit dem Turmdrehkran zu erstellen und nur für die Aufbringung des Daches einen leichten Schwenkmast auf der obersten Decke folgen zu lassen. Die Montage nahm im großen Zuge nun nachstehenden Verlauf: Der Turmdrehkran montierte zunächst die Felder a bis f (Reihen 42 bis 46) des Querbaues $Q4$, schaffte von hier durch Aufstellung der Konstruktion der Felder f bis h in den Reihen 42 bis 43 eine Verbindung zu den hinteren Feldern h bis k und stellte diese Felder 42 bis 46 auf, darauf wurde der Turmdrehkran gedreht, in den Verbindungsbau VIV hinübergeführt und schloß von hier aus die Lücke der Felder f bis h in den Reihen 43 bis 46.

Q2 VII Q3 VIII Q4

Abb. 8. Stufenweise Montage mit Auslegerkranen.

Abb. 9. Montage der Eingangshalle mit den Blechträgern von 20 m Stützweite.

Damit war der Zusammenbau des Querbaues $Q4$ roh beendet. Die hierfür aufgewendete Zeit betrug drei Wochen. Über eine weitere Woche erstreckten sich die Restarbeiten, wie Aufbringen des Daches, restliche Nietarbeiten und Verschraubungen sowie das Ausrichten, so daß nach insgesamt vier Wochen das Stahlskelett dieses Bauteiles im Gewicht von etwa 480 t fix und fertig aufgestellt war und der Ausmauerung übergeben werden konnte.

Während der Restarbeiten in $Q4$, also im Verlauf einer Woche, führte der Turmdrehkran den Verbindungsbau VIV (Reihe 47 bis 52), etwa 200 t Stahlgewicht, wieder vom Kellergeschoß bis zur obersten Decke auf. Die Restarbeiten nahmen auch in VIV eine weitere Woche in Anspruch; die komplette Montage vom Verbindungsbau VIV war demnach in zwei Wochen durchgeführt.

Der zusammenhängende Vorbau mit dem Turmdrehkran wurde nun nach Aufstellung von VIV unterbrochen. Der Kran wurde für die Montage von $Q5$ in gleicher Weise wie bei $Q4$ bei Reihe a neu angesetzt. Die Aufstellung von $Q5$ und VV sollte analog der von $Q4$ und VIV vorgenommen werden, dabei im Vorbeistreichen an VIV Anschluß an diesen gewinnend. Leider trug sich nach Aufstellung der ersten beiden Felder ab und bc des Querbaues $Q5$ am 4. Juli 1929 ein Unfall zu[2]. Eine starke Bö warf die in ganzer Höhe aufgestellte Konstruktion dieser zwei Felder um, und die Träger und Stützen rissen im Fallen den Turmdrehkran mit sich, ihn unter sich begrabend. Der Umfang des Sturzes, etwa 80 t Stahlkonstruktion, war im Vergleich zum Gesamtgewicht des Stahlskeletts, etwa 5000 t Stahlkonstruktion, als nicht erheblich anzusprechen.

Die Aufräumungsarbeiten dauerten etwa $2\frac{1}{2}$ Wochen, alsdann wurde mit einem neuen Turmdrehkran, genau nach dem bewährten früheren Vorgang, die Montage von QV wieder aufgenommen. Nun konnte natürlich erst bei Reihe d begonnen werden; die Mitte des gestürzten Teiles mußte offen bleiben, bis die Bauteile

Abb. 10. Kurz vor der Beendigung der Ausfachung.

[2]) Über diesen Unfall berichtet Dr. Schellewald anschließend an diesen Aufsatz.

hierfür neu beschafft waren. Sie wurde später mit Hilfe eines auf der Decke des 5. Obergeschosses im Felde aufgestellten Derricks geschlossen. Die Montage von $Q5$ und VV ging sonst im gleichen Turnus wie bei $Q4$ und VIV vor sich und erforderte eine gleiche Zeitdauer.

Der Querbau $Q6$, im Gewicht etwa um 250 t schwerer als $Q4$, wurde, bei Giebelwand n beginnend, im glatten Durchgang bis Giebelwand a mit dem Turmdrehkran in vier Wochen aufgestellt, dabei wurde von vornherein Anschluß an den Verbindungsbau VV gehalten. Restliche Arbeiten beanspruchten weitere zwei Wochen, so daß die Gesamtmontage dieses Bauteiles fertig zur Übergabe in sechs Wochen durchgeführt war. Alles in allem betrug die für die Aufstellung des auf die Firma Jucho entfallenden Anteiles des ganzen Baues von rd. 2300 t angewandte Zeit rd. $14^1/_2$ Wochen; dabei ist der durch den Unfall entstandene Aufenthalt von $2^1/_2$ Wochen nicht mitgezählt.

Die durchschnittliche Tagesleistung des Turmdrehkranes kann auf 25 t angesetzt werden bei einem Durchschnittsgewicht der Einzelstücke von etwa 500 kg. Die mit dem Turmdrehkran erzielte Höchstleistung betrug 55 t je Tag.

Die Flender A.-G., Düsseldorf-Benrath, hat bei der Aufstellung der für ihre Bauhälfte in Frage kommenden Konstruktionen einen anderen Arbeitsgang eingeschlagen, als die Firma Jucho. Auch hier wurde die Aufstellung in der Mitte des Baues begonnen (vgl. Abb. 6). Von der Verwendung eines fahrbaren Turmdrehkranes wurde abgesehen, weil ein solcher Kran eine solide Fahrbahn mit Fundierung erfordert. Flender hat vielmehr alles mit mehreren Auslegerkranen aufgestellt und auf diese Weise die Arbeitsfläche gewissermaßen aufgelockert, indem an mehreren Stellen zugleich gearbeitet werden konnte (Abb. 8). Vom Gelände aus wurden zunächst die vier untersten Trägerlagen montiert; da die Stützen dicht über jeder zweiten Decke einen Stoß haben, wurde der unterste Stoß (d. h. also der Stoß über der zweiten Trägerlage) auf dem Fußboden gleich fix und fertig zusammengenietet. Dies hat sich als praktisch erwiesen, denn die aufgestellten Konstruktionen mit der ersten, zweiten und vierten Trägerlage waren verhältnismäßig schnell standsicher gemacht.

Mit der Montage der oberen Geschosse wurde erst begonnen, nachdem unten die Bauten $Q3$ und VII aufgestellt und alle Deckenträger fest eingebaut waren. Es wurden dann einige Derricks auf die vierte Trägerlage gehoben, und dort zunächst die fünfte und sechste Trägerlage montiert. Als auch diese für $Q3$ und VII fertig montiert waren, ist schließlich Flender mit weiteren Derricks nach oben gegangen und hat die obersten Trägerlagen und die Dachkonstruktion aufgebaut.

Die Konstruktion ist also gewissermaßen stufenweise montiert worden, wie Abb. 8 zeigt, aus welcher übrigens die verschiedenen Schwenkkrane zu ersehen sind. Alle Winden wurden elektrisch angetrieben und es war auch ein elektrisch betriebener Portalkran zum Abladen der Teile auf der Baustelle. Flender hat seine Bauhälfte montiert in der Zeit vom 10. Juni 1929 bis 14. September 1929.

Alles ist planmäßig verlaufen. Abb. 9 zeigt die Montage der Eingangshalle, die zuletzt fertiggestellt wurde. Dieser Bauteil hat die schwersten Stücke; es sind zwei Blechträger von 20 m Länge, von denen jeder ein Stückgewicht von 17,5 t hat.

In Beziehung auf die Zeit haben sich beide Montagearten als gleichwertig erwiesen.

Ende November 1929 waren die Rohbauarbeiten des Verwaltungsgebäudes mit rd. 230 000 m³, des Versuchslaboratoriums mit 16 270 m³ und des Wirtschaftsgebäudes mit 39 000 m³ umbauten Raumes in der Hauptsache beendet. Abb. 10 vermittelt einen Blick auf den östlichen Teil des am 1. Oktober 1930 der Bestimmung übergebenen Verwaltungsgebäudes. Abb. 11 zeigt das Gebäude im fertigen Zustand. Über die beiden letztgenannten Gebäude wird in einem zweiten Aufsatz berichtet werden.

Die technische Oberleitung lag in den Händen der Architekten BDA Blattner u. Jack. Ergänzt wurde die Bauleitung in bautechnischer Hinsicht durch Herrn Dipl.-Ing. Santo von der I. G. Farbenindustrie. Die Beratung und zum Teil die Planung auf spezialtechnischen Gebieten erfolgte durch die Ingenieure der I. G. Farben Hofmann, Pichler und Geiger für Heizung und Lüftung und durch Ingenieur Müller für Stark- und Schwachstrom. Die Bauberatung und Statik lag in den Händen der Zivilingenieure Kuhn und Schaim, Berlin.

Unfall bei der Errichtung eines Stahlskelettes.[3])

Von Direktor Dr.-Ing. ehr. **Schellewald**, Dortmund.

Am 4. Juli 1929 ereignete sich bei der Errichtung des Stahlskelettes für das Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie in Frankfurt am Main ein folgenschwerer Unfall, dem leider zwei wertvolle Menschenleben zum Opfer fielen, während zwei Arbeiter schwere Verletzungen erlitten. Das eingeleitete Strafverfahren hat vor kurzem sein Ende gefunden; es führte zur Verurteilung des schuldig befundenen Richtmeisters zu einer Gefängnisstrafe. Der Stahlskelettbau findet in wachsendem Umfange Verwendung; sein statischer Aufbau stellt durch die weitgehende Anordnung des Rahmens besondere Anforderungen an die Durchführung der Montage. Es erscheint angebracht, die Ursache des Einsturzes klarzulegen.

Das Gebäude (vgl. Abb. 6 des voranstehenden Aufsatzes) gliedert sich im Grundriß in sechs radial stehende Querbauten $Q1$ bis $Q6$ und fünf zwischen ihnen liegende Verbindungsbauten VI bis VV. Die Querschnitte der Gebäude und die Rahmenausbildung sind in den Abb. 3 u. 4 mit den Hauptmaßen dargestellt; wie aus dem Aufsatz des Herrn Arch. Zimmermann hervorgeht, werden die Windkräfte auf die Längswände durch die Rahmen aufgenommen. Das Stahlskelett ist zu allen Zeiten der Montage gegen Horizontalkräfte senkrecht zur Längsachse der Gebäudeteile standsicher. Die Windkräfte in der Längsrichtung der Querbauten werden nach der Vollendung des Baues durch die Ausmauerung der Längswände aufgenommen; Verbände sind in diesen Wänden nicht angeordnet.

Abb. 11. Ansicht des fertiggestellten Gebäudes.

In der Höhe einer jeden Decke laufen Züge aus ⊏-Profilen verschiedener Höhe entlang, die auf der Außenseite der Stützen angeschraubt sind; sie bilden mit den Stützen Rahmen, die geeignet sind, Horizontalkräfte gewisser Größe, die in der Längsrichtung der Bauten wirken, aufzunehmen (vgl. Abb. 5). Die Verbindungsbauten sind nach der Vollendung des Gesamtbaues Längskräften aus Wind nur in geringem Maße ausgesetzt; vor der Ausmauerung stützen sie sich gegen die im Zuge ihrer Längswände vorhandenen Rahmen der Querbauten.

Die Überlegungen des einen Werkes führten zu dem Entschluß, für die Montage der östlichen Hälfte einen fahrbaren Turmdrehkran (Abb. 7) zur Montage zu verwenden; er erschien als das geeignete Gerät, die Aufstellung der Konstruktion in der vereinbarten Zeit zu erledigen und gleichzeitig die Montagekosten innerhalb der vorgesehenen Grenze zu halten; diese Annahme hat sich als richtig erwiesen. Das zweite Werk beschritt bei der Aufstellung einen anderen Weg; es errichtete das Stahlskelett stockwerksweise mit Hilfe von Schwenkmasten, dabei jeweils zwei Stockwerke durch einen Mast bearbeitend (Abb. 8).

Die Verwendung des Turmdrehkranes, dessen Weg in der Abb. 6 dargestellt ist, erforderte, das Stahlskelett von den Giebeln anfangend in voller Gebäudehöhe vorzutreiben. Damit ergab sich die Notwendigkeit, bei jedem Querbau eine Sicherung gegen Umstürzen in der Längsrichtung solange zu treffen, bis das gesamte Skelett des Bauteiles fertiggestellt war. Für die Verbindungsbauten kamen derartige Sicherungen nicht in Frage. Der einfachste Weg für die Abfangung wäre die Verankerung der Stützenfüße im Fundament gewesen; der dahin zielende Vorschlag wurde aber abgelehnt. Anscheinend sollte die Einheitlichkeit der unter dem ganzen Gebäude sich hinziehenden Fundamentplatte nicht gestört werden.

[3]) Der im vorigen Aufsatz erwähnte Montageunfall wird in diesem Beitrag näher beleuchtet. Im Hinblick auf diesen Zusammenhang der beiden Aufsätze wird die Numerierung der Abbildungen anschließend fortgesetzt.

Man hätte sich nun damit begnügen können, das Skelett durch Drahtseile abzufangen; dies wurde als nicht ausreichend angesehen; infolgedessen wurde in je einem Felde der beiden Längswände ein Vertikalverband, der über das Keller- und Erdgeschoß reichte, angeordnet (s. Abb. 7). Aus der Abbildung ist ersichtlich, daß der Richtmeister die einzelnen Stützen vor dem Einbau des Verbandes vorschriftsmäßig durch Holzsteifen und Drahtseile abgefangen hat. Die Verankerungspfähle für die Drahtseile sind gut erkennbar. Durch die Verbände wurde die Sicherung des Skelettes gegen einen Winddruck von 100 kg/m² geschaffen.

Die Überwachung der Montage erfolgte in Zeiträumen von 1 bis 1½ Wochen durch einen Montageingenieur, der jeweils 2 bis 3 Tage auf der Baustelle verblieb. Im übrigen lagen die Arbeiten in den Händen eines altbewährten, schon lange beschäftigten Richtmeisters, dessen Zuverlässigkeit bei vielen schwierigen Montagen erprobt war.

Als der in der Abb. 6 schraffierte Teil des Baues *Q* 5 aufgerichtet war, trat unerwartet gegen die Mittagszeit des 4. Juli 1929 ein starker böiger Wind in der Längsrichtung des Querbaues auf, versetzte den stehenden Teil in Schwingungen und brachte ihn nach wenigen Schwingungen zum Einsturz. Dabei rissen die Schrauben in den verschiedenen Anschlüssen unter schußartigem Lärm. Die sofort vorgenommene Untersuchung ergab, daß der Richtmeister den Verband in den Längswänden nicht eingebaut hatte, und daß im Augenblick des Einsturzes Sicherungen durch Drahtseile oder Holzsteifen nicht mehr vorhanden waren.

Nach den Beobachtungen der in der Nähe der Baustelle befindlichen öffentlichen Wetterwarte hatte die so plötzlich auftretende Böe eine Geschwindigkeit, die einem Druck von 40 kg/m² entsprach. Die Untersuchung der Standsicherheit des Baues in dem Zustande, in dem er sich unmittelbar vor dem Einsturz befand, zeigte, daß ein Umkippen der Stützen um die Fußplattenkanten eintreten mußte, sobald die Windkräfte auf die Oberfläche der Stützen, Unterzüge usw. die Größe von 40 kg/m² erreichten. Nur das Eigengewicht der Konstruktion wirkte als Gegenlast, die Kippachse lag in der Längskante der Stützenfüße.

Die Ursache des Einsturzes lag in dem Fehlen des Montageverbandes in Verbindung mit den unerwartet auftretenden Windkräften. Der Richtmeister war nicht in der Lage, eine Erklärung für die Unterlassung des Einbaues der Verbände zu geben. Es liegt eine gewisse Tragik darin, daß er den umzubauenden, noch in dem Bauteil *Q* 4 befindlichen Verband zum Teil gelöst und die Arbeiter bestimmt hatte, welche am Nachmittag den Umbau des Verbandes vornehmen sollten.

Bei der Gerichtsverhandlung wurde von einem Sachverständigen die Forderung erhoben, daß bei einem Bau der vorliegenden Art ständig ein Montageingenieur auf der Baustelle anwesend sein müsse. Das Gericht hat sich dieser Auffassung nicht angeschlossen, sondern die übliche Überwachung, die in gewissen Zeitabständen nach Bedarf durch einen Montageingenieur erfolgt, als ausreichend angesehen.

Abb. 12. Gesamtaufnahme der Unfallstelle.

Abb. 12 gibt eine Gesamtaufnahme der Unfallstelle. Die umstürzende Konstruktion hat die in den Außenwänden des Verbindungsbaues *V* IV auskragenden ⊏-Profile verbogen. Der hierbei auftretende Stoß ist von den Rahmen des Baues aufgenommen worden. Aus Abb. 13 ist erkennbar, daß sich die Stützen um die Fußplattenkanten gedreht haben. Die hochstehenden Träger sind Deckenträger, deren Befestigung an dem freistehenden Ende beim Sturz abgerissen worden ist. Von Interesse ist noch die Verformung der Stützen an den Stellen, an welchen die Unterzüge die Stützen durchdringen. Hier hat eine Faltung der ⊏-Profilflansche und der zur Verstärkung aufgenieteten Lamellen stattgefunden; die Kräfte waren stark genug, die Nietköpfe glatt abzureißen (Abb. 14).

Die Sicherung von Stahlskelettbauten während der Aufstellung durch besondere Maßnahmen wird in sehr vielen Fällen notwendig sein, da die statischen Voraussetzungen, die für den fertigen Bau Geltung haben, während der verschiedenen Phasen des Aufstellens nicht immer vorhanden sind. Gerade dem Stahlskelett kann zeitweilig während der Montage die Standsicherheit fehlen, wie dies in der Veröffentlichung über das Schaltwerkhochhaus Siemensstadt von Direktor Regierungsbaumeister Hertlein ebenfalls erwähnt wird (Zeitschrift des V. d. I., Jahrgang 29, Bd. 73, Heft 29). Das einfachste und wirksamste Mittel, das Skelett zu sichern, werden Diagonalverbände sein.

Abb. 13.
Die umgekippten Stützen mit Fußplatten.

Abb. 14.
Verformung einer Stütze am Unterzuganschluß durch den Einsturz.

Blechkamine und ihre Montage.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Äußerst beschränkte Platzverhältnisse, sehr oft aber auch schlechte Baugrundverhältnisse, führen häufig zu der Entscheidung, einen Kamin aus Stahlblech aufzustellen, statt ihn in Mauerwerk ausführen zu lassen. Die Entscheidung fällt meistens um so leichter, da bei einem Blechkamin stets mit einer Geld- und einer Zeitersparnis gerechnet werden kann. Bei einem gemauerten Kamin können die Hauptarbeiten zu seiner Herstellung und Aufstellung nur am Aufstellungsort selbst ausgeführt werden, während bei einem Blechkamin die Herstellungsarbeiten sehr großer Einzelteile in der Werkstatt unabhängig von der Baustelle und von Witterungsverhältnissen erledigt werden können. Auch bei dem Zusammenbau der großen Einzelteile des Blechkamins auf der Baustelle und beim Aufstellen haben Witterungsverhältnisse bei weitem nicht den Einfluß auf

Abb. 1. Stahlblechkamin von 55 m Höhe, fertig aufgestellt.

Abb. 2. Konstruktion eines Stahlblechkamines von 55 m Höhe.

Abb. 3. Fußausbildung und Verankerung eines Stahlblechkamines von 55 m Höhe.

Abb. 4. Einzelheiten zur Spannstangen-Ausbildung.

die Fortführung und Beendigung der Arbeiten, wie dies bei der Ausführung eines gemauerten Kamins der Fall ist.

Der Behauptung, ein gemauerter Kamin verursache geringere Unterhaltungskosten als ein Blechkamin, kann nur unter gewissen Voraussetzungen zugestimmt werden. Jedenfalls sind die Kosten für das durchaus nicht seltene nachträgliche Geraderichten von gemauerten Kaminen, insbesondere aber auch die Kosten für das Dichten und Ausfugen entstandener Risse, das damit notwendige nachträgliche Anbringen von Armierungsringen u. dgl. m. ziemlich erheblich.

Auch die größere Lebensdauer eines gemauerten Kamins hat nur bedingten Wert. Was nützt es, einen Kamin mit beispielsweise zwanzig- bis dreißigjähriger Lebensdauer zu bauen, wenn nicht damit gerechnet werden kann, daß infolge ihrer Inanspruchnahme die betriebstechnisch mit dem Kamin verbundenen Anlagen die gleiche, wahrscheinlich aber nur geringere Lebensdauer haben. Es ist mehr als fraglich, ob die dann abzubrechende Anlage wieder nach dem alten System aufgebaut werden kann. Aus wirtschaftlichen Gründen wird sie aller Wahrscheinlichkeit nach einem neuen System weichen müssen. Ebenso wahrscheinlich ist es dann aber auch, daß der alte Kamin dem neuen System nicht mehr entspricht und abgebrochen werden muß. Die Entfernung eines gemauerten Kamins ist aber, zum mindestens innerhalb von Industrieanlagen, nur mit erheblichen Kosten möglich.

Diese und verschiedene andere Gründe führten zu der immer häufigeren Verwendung der Stahlblechkamine, so daß sich im Stahlbau ein Sonderfach für deren Herstellung und Aufstellung herausbildete.

Eine große Anzahl von Stahlkaminen wurde in den letzten Jahren von der Humboldt-Deutzmotoren A.-G. in Köln-Kalk ausgeführt. Von diesen sollen einige in ihrem konstruktiven Aufbau, insbesondere auch ihre Aufstellung am Bauort, näher erläutert werden.

Abb. 1 zeigt einen soeben fertig aufgestellten Kamin von 55 m Höhe. Links vorn ist auch noch der alte gemauerte Kamin zu sehen, als dessen Ersatz der neue Blechkamin dient. Der Blechkamin hat von Hüttenflur aus bis in Höhe von 26,6 m einen lichten Durchmesser von 2,5 m, im oberen 28,4 m hohen Teil einen Durchmesser von 2,3 m. Der Kamin ist unten auf einen Gußeisenring aufgesetzt und in Höhe von 40 m durch vier Spannketten abgespannt, die je um rd. 90° voneinander versetzt angeordnet sind. Die Spannketten verlaufen ungefähr unter 45° zur Horizontalen. Die Gesamtlänge des Kamins wurde in acht einzelne Stücke aufgeteilt, von denen sieben eine Länge von durchschnittlich 7,1 m und eins von 5,36 m aufweisen. Die Kaminstücke wurden aus je vier bzw. drei Stücken schwach konischen Blechschüssen zusammengestellt und erhielten am oberen und unteren Ende je einen Winkelringflansch. Die einzelnen Kaminstücke wurden in der Werkstatt jedes für sich fix und fertig zusammengenietet und so zur Baustelle gesandt. Hier brauchten also nur noch die Rohrstücke aufeinandergesetzt, miteinander verschraubt und die Spannstangen angebracht zu werden. In Abb. 2 ist die Konstruktion des Blechkamines dargestellt. Abb. 3 zeigt die Fußausbildung des Kamines mit dem Gußeisenring und die Verankerung mit dem Fundament bzw. Fußmauerwerk. Aus dieser Abbildung ersieht man, daß zwei rechtwinklig zueinander stehende Fuchskanäle zu dem Kamin führen. Zur Überbrückung der beiden Fuchskanäle wurden je ⊐⊏ 30 angeordnet, deren Enden mit dem Fuchsmauerwerk durch drei Rundstahlanker von 2" Durchmesser verbunden wurden. Der gußeiserne Fußring lagert also zum Teil auf den Überbrückungs-⊏-Profilen und zum Teil auf dem Fuchsmauerwerk. Zur Verankerung des Kaminfußes wurden insgesamt acht Anker von 2" Durchmesser vorgesehen, von denen vier Stück 480 mm lang sind, um die Befestigung an den Überbrückungsträgern herzustellen.

Abb. 5. Abb. 6.
Abb. 5 u. 6. Stahlblechkamin 55 m hoch. Das letzte Kaminstück wird hochgewunden und abgesetzt.

Abb. 7. Stahlblechkamin 42 m hoch.
Montagevorrichtung am fertig montierten Kamin.

Die übrigen vier Anker sind 1800 mm lang und dienen in allgemein üblicher Weise mittels Ankerbarren aus ⊐⊏ 12 zur Verankerung des Fußes mit dem Mauerwerk.

Die Spannstangen von 36 mm Durchmesser mußten in verschiedenen Längen, und zwar von 41 bis 63 m ausgeführt werden. Sie wurden aus Teilstücken von 6,3 m zusammengestellt, deren Enden zu einer Öse umgebogen und elektrisch verschweißt wurden. Die Teilstücke sind untereinander mittels Augenlaschen und Bolzen verbunden. Abb. 4 zeigt die konstruktive Ausbildung.

Bei der Aufstellung des 55 m hohen Blechkamins waren gewisse Schwierigkeiten zu überwinden. Bei der Durchbildung der Konstruktion mußte hierauf größter Bedacht genommen werden, ganz besonders auch deshalb, weil nur eine kurze Aufstellungszeit zur Verfügung stand. Außerdem war der Aufstellungsplatz sehr beengt. Für die Aufstellung wurde ein verfügbarer zweistieliger Rahmen gewählt, dessen Stiele rd. 14 m lang waren und deren Abstand rd. 3 m betrug. In der lichten Öffnung dieses Montagerahmens konnte also jedes Kaminstück von rd. 7,1 m Länge aufrecht stehend gut Platz finden. In der Mitte des Rahmenriegels wurde ein Querbalken schwenkbar angehängt. An den Enden des Querbalkens waren Flaschenzüge angebracht. Die Fußenden der beiden Rahmenstiele erhielten Gelenke, um den Rahmen neigen und heben zu können. Diese Gelenke wurden in Montagekonsolen verlagert, die am Kaminmantel angeschraubt werden konnten. Der Montagerahmen wurde genau über der Mitte des Kaminfundamentes aufgestellt und mittels Seilzüge an Verankerungswinden abgefangen. Hiermit wurde nun das erste Kaminstück aufgestellt und danach das zweite Kaminstück auf das erste aufgesetzt. An dem zweiten bis siebenten Kaminstück waren nun bereits in der Werkstatt jeweils nahe dem unteren Ende an zwei gegenüberliegenden Stellen je zwölf Bohrungen zum Anbringen der 0,5 m auskragenden Montagekonsole vorgesehen. Nach Aufstellung und Verschraubung der beiden ersten Kaminstücke wurde auf dem oberen Rande des oberen Kaminstückes eine Hilfshebevorrichtung, und zwar ein Querbalken aus ⊐⊏-Profilen mit kleinen Flaschenzügen an dessen Enden befestigt. Mit dieser Vorrichtung wurde der Montagerahmen mitsamt den Montagekonsolen darunter so weit gehoben, daß die Montagekonsole bis in Höhe der Befestigungslöcher am unteren Ende des zweiten Kaminstückes hingen und hier mit dem Kaminstück verschraubt werden konnten. Hiernach wurde die Hilfshebevorrichtung abgeschraubt, zu Boden gelassen und auf dem oberen Ende des dritten Kaminstückes befestigt. Jedes Einzelstück wurde nun bei der Aufstellung besonders angeseilt. Die beiden Seilenden führten über Flaschenzüge nach der oberen Traverse und von da weiter zu Kabelwinden. So wurde die Aufstellung des Kamins von zwölf Mann und einem Richtmeister in zehn Arbeitstagen ausgeführt. — Das Gesamtgewicht des Kamins war rd. 60 t, und die Einzelgewichte der Kaminstücke, die der Montagerahmen einzeln hochhob, betrugen 5 bis 8 t.

Vor dem Heben eines neuen Kaminstückes wurde nun der Montagerahmen nach vorn geneigt und in dieser Stellung das Kaminstück hochgewunden, bis seine Unterkante etwas über Oberkante des zuletzt montierten Kaminstückes lag (Abb. 5). Dann wurde der Montagerahmen senkrecht gestellt und das hängende Kaminstück auf das bereits stehende abgesenkt und mit diesem verschraubt (Abb. 6).

Ein anderer Kamin von 42 m Länge und 2,05 m lichtem Durchmesser mußte direkt an einer ziemlich engen und mit Privathäusern bebauten Verkehrsstraße aufgestellt werden. Für diesen Kamin konnten wegen seines verhältnismäßig geringen Durchmessers längere Teilstücke in der Werkstatt zusammengebaut und zum Versand gebracht werden. Insgesamt wurden fünf Teillängen von 9,62, 9,59, 7,68 und 2 × 7,64 m hergestellt. Das Gesamtgewicht des Kamins betrug rd. 38 t. Jedes Teilstück wog etwa 7,5 t. Die konstruktive Ausbildung des Kamins war dieselbe wie bei dem zuvor beschriebenen großen Kamin. Zur Abspannung waren jedoch nur drei in Höhe von 32,5 m über Flur anschließende Spannketten vorgesehen.

Zur Montage wurden zwei Stahlmaste von rd. 30 m Länge verwendet mit je einem Flaschenzug am oberen Ende. Die beiden Maste wurden nun rechts und links vom Aufstellungsort des Kamins aufgerichtet und im Boden verankert. Nun wurde zunächst das oberste 9,62 m lange Kaminstück auf das Fundament aufgestellt und dessen oberes Ende durch Seile abgefangen, die nach Kabelwinden geführt wurden. Am unteren Ende dieses Kaminstückes waren bereits in der Werkstatt kräftige Montageösen angeschraubt, und zwar außen am Mantel und um 180° gegeneinander versetzt. Mittels dieser Montageösen und der beiden Flaschenzüge wurde nun dies oberste Kaminstück so weit gehoben, daß das zweitoberste Kaminstück darunter aufgestellt und beide miteinander verschraubt werden konnten. Auch an dem zweitobersten Kaminstück waren am Mantel zwei Montageösen angeschraubt, hierbei jedoch nicht am unteren Ende, sondern etwas unter der Mitte. An diesen Ösen wurden dann beide Kaminstücke wieder so weit gehoben, daß das drittoberste Kaminstück darunter aufgestellt und verschraubt werden konnte. Auch das vierte und fünfte Kaminstück wurden in der gleichen Weise untergebaut und so der ganze Kamin aufgerichtet.

Schwierig wurde die Aufstellung, als die beiden obersten Kaminstücke zusammen hochgehoben wurden, weil zu diesem Zeitpunkt ein ziemlich starker Wind einsetzte. Der Schwerpunkt des im Zuge hängenden Kamin-

stückes lag über den Montageösen. Das Stück befand sich daher nur im labilen Gleichgewicht. Wenn auch das längere Kaminstück nach allen Seiten durch Seile gut abgefangen war, so hatte man doch nicht damit gerechnet, daß gerade zu diesem ungünstigen Zeitpunkt ein so heftiger Wind auftreten würde. Die Montageeinrichtungen waren aber so ausreichend bemessen, daß die Erschwerung glatt überwunden wurde. Mit dem Anhängen des dritten Kaminstückes sank der Schwerpunkt unter die Montageösen, so daß auch ein noch stärkerer Wind nicht mehr als normale Schwierigkeiten bieten konnte. Abb. 7 zeigt den fertig aufgestellten Kamin mit seinen Montagevorrichtungen. Aufgestellt wurde dieser Kamin in sieben Arbeitstagen.

In Abb. 8 sind drei hohe kaminartige Blechbehälter zu sehen, von denen zwei Stück bereits aufgestellt und bei dem dritten der Montagevorgang zu erkennen ist. Die Blechbehälter waren völlig geschlossen und hatten 3 m Durchmesser und 24 m Höhe. Außerdem besaßen sie noch eine Menge innerer Einbauten, wie Schrägböden, Trichter, Überläufe u. dgl. Jeder Behälter wog 42 t. Diese Behälter mußten dicht vernietet und in den Nähten verstemmt werden. Die Mäntel wurden aus engen und weiten zylindrischen Blechschüssen zusammengesetzt und diese Blechschüsse zu Behälterteilen von rd. 8 m Länge in der Werkstatt zusammengenietet. Für die Montagestöße war Verlaschung, und zwar von innen vorgesehen. Auch die Montagestöße mußten dicht vernietet und verstemmt werden. Diese Arbeiten bei aufgerichteten Behältern vorzunehmen, wäre unzweckmäßig und teuer geworden. Die drei Teile eines jeden Behälters wurden daher auf Hüttenflur liegend zusammengebaut und vernietet. Für das Aufrichten der vollständigen Behälter wurden die beiden bereits bei der Montage des 42 m hohen Blechkamins erwähnten Maste benutzt. Die Maste waren hier jedoch auf rd. 26 m verkürzt und am oberen Ende durch einen kräftigen Querträger starr miteinander verbunden. An diesem Querträger hingen zwei Flaschenzüge, deren Zughaken in zwei Montageösen eingriffen, die etwas unterhalb des oberen Endes am Mantel des Behälters befestigt waren.

Abb. 8. Drei Behälter, davon zwei fertig aufgestellt. Der dritte wird hochgewunden.

Die in diesem Aufsatz beschriebenen Konstruktionen und Montagen können als Typen angesprochen werden. Sie erscheinen einfach und vielleicht auch selbstverständlich, ihre Ausführung ist aber das Ergebnis eines langjährigen verständigen Zusammenarbeitens zwischen Konstruktions- und Montageingenieur.

Stahlskelettbau für eine Seifenfabrik.

Von Oberingenieur **H. Gruetz.**

In der Nähe des aufblühenden Städtchens Steinau (Kreis Schlüchtern) hat die seit länger als einem Jahrhundert bestehende, bekannte Seifenfabrik Victor Wolf, Schlüchtern, eine großzügig angelegte und mit den zur Zeit besten Einrichtungen zur Herstellung von Seifen und ähnlichen Erzeugnissen ausgestattete neue Fabrikanlage errichtet, deren Gebäude wegen ihrer zweckmäßigen Gesamtanlage, vorzüglich aber wegen ihrer ansprechenden Architektur (Entwurf und Einzelplanung durch Architekt H. Meusert, Hanau) gewisse Beachtung auch in weiteren Kreisen verdienen. Wie fast stets bei solchen Bauvorhaben, standen sich der Stahlskelettbau, der Eisenbeton und die gemischte Bauweise im schwersten Wettbewerb gegenüber. Nach sehr reiflicher Erwägung entschied sich der Bauherr für die reine Stahlskelett-Bauweise und der Erfolg hat dieser Entscheidung recht gegeben.

Die schlüsselfertige Herstellung des Gesamtbaues war der M. A. N., Werk Gustavsburg, übertragen worden; am 21. August 1929 fand die Feier der Grundsteinlegung statt.

Die Anlage besteht aus dem etwa 63 m langen und 15 m breiten, vier- bis fünfstöckigen Längsbau mit einem linken Seitenflügel von etwa 36 m Länge und 20 m Breite, der zum Teil zwei, zum Teil drei Stockwerke erhalten hat, und einem 30 m langen und 15 m breiten rechten vierstöckigen Seitenflügel. Ein dreistöckiger Halbrund-Vorbau am Längsbau dient als Privatkontor, Pförtnerhaus und Wohnung. Im Längsbau sind hauptsächlich die eigentlichen Fabrikationsräume und der Laboratoriumssaal untergebracht, der linke Seitenflügel enthält die Siedehalle und das Öllager, während der rechte Seitenflügel im wesentlichen die Verpackungs- und Versandräume und im II. Obergeschoß die Büroräume umschließt. In den vom Längsbau und Flügeln umschlossenen Hof münden zwei Eisenbahngleise, welche dem An- und Abtransport dienen. Als Wetterschutz hat der Hof ein umlaufendes Kragdach mit Glasabdeckung erhalten.

Abb. 1. Gesamtansicht der Seifenfabrik.

Schnitt a—a

5200 5000 5190 5200 5000 5200 5200 5000 5000 5000

3300 3500 3500 3500 3000 16800

Abb. 3. Schnitt a—a (Abb. 2) durch den linken Seitenflügel.

Als Nutzlast für die verschiedenen Decken sind 350 bis 1000 kg/m² angesetzt, außerdem waren zahlreiche Einzelbelastungen durch Ölkessel, Bottiche, Bandtrockner und sonstige Betriebsapparate, Tresore u. dgl. im Stückgewicht bis zu 60 t zu berücksichtigen. Eine Anzahl dieser Behälter durchdringt die Decken, es mußten also hierfür besondere Öffnungen und Abfangekonstruktionen vorgesehen werden, außerdem war auf die Anbringung der außerordentlich umfangreichen Leitungsanlagen für Heizung, Oms-

grube, Entlüftung, Licht und Kraft, Wasser und Dampf Rücksicht zu nehmen.

Das Stahlskelett besteht im wesentlichen aus den in etwa 5 × 5 m Abständen stehenden Stützen, den Unterzügen und Deckenträgern. Die Dachkonstruktion ist aus Ersparnisgründen in Holz ausgeführt. Zum Teil sind später weitere Aufstockungen vorgesehen.

Die Gebäudestützen, welche Lasten bis über 100 t je Stütze aufzunehmen haben, sind durchgängig aus einfachen Breitflanschträgern mit je nach der Belastung wechselnden Abmessungen ausgeführt. Für Bauten vorliegender Art eignen sich als Stützen die Breitflanschträger recht gut, da bei der verhältnismäßig niedrigen Geschoßhöhe (etwa 3,5 m) auch die Minimum-Trägheitsmomente der Träger gegen Knickgefahr ausreichend sind und der Wechsel der Profile je nach der für jede Stütze auftretenden Last leicht durchgeführt werden kann, so daß nur die wirklich notwendige Materialmenge verbraucht wird und die Werkbearbeitung ein Mindestmaß erreicht. Für die Unterzüge sind gleichfalls, um die Deckenhöhe möglichst gering zu halten, fast durchgängig Breitflanschträger verwendet worden, während für die in 1 m Abstand liegenden Deckenträger Normalprofile geringer Höhe ausreichend waren. Unterzüge und Deckenträger sind als über mehrere Felder durchlaufende Träger ausgeführt und dort, wo sie an die Stützen stoßen, biegungsfest angeschlossen. Sie bilden mit den Stützen also Rahmenkonstruktionen, wobei aber berücksichtigt ist, daß die durchlaufenden Massivdecken den Winddruck auf die Wände ohne weiteres auf die längs- und querlaufenden Mauern mitübertragen. Die Zwischendecken sind als Kiesbetonkappen ohne Eiseneinlagen zwischen den Trägern ausgeführt. Nur dort, wo größere Einzellasten unmittelbar auf der Betondecke aufsitzen, ist eine Eisenbewehrung eingelegt worden. Der Estrich besteht in den Fabrik- und Lagerräumen aus einer Zementschicht. In den Büro-, Laboratorium- und Wohnräumen wurde außerdem noch eine Steinholzabdeckung aufgebracht. Sämtliche sichtbaren Stahlteile wurden mit Rabitzverkleidung versehen. Außer einigen Einzeltreppen dienen zwei vom Kellerboden bis zum obersten Geschoß durchgehende Treppenhäuser und ein Aufzug dem Verkehr zwischen den einzelnen Geschossen.

Die Ausmauerung der Umfassungswände geschah mit hartgebrannten Ringofenziegeln mit einer Außenverblendung durch verschieden gefärbte gesinterte Ziegel. Reichlich vorgesehene Fensterflächen unterbrechen die Mauern. Die Fensterbankgurte, Fensterstürze und Hauptgesimse sind in Beton hergestellt und heben sich wirkungsvoll gegen die dunklen Mauerflächen ab. Wie die Abbildung 1 zeigt, ist so mit verhältnismäßig geringen Mitteln ein recht gefälliges Aussehen erzielt, ohne daß die bei dem Stahlskelettbau an sich selbstverständliche Sachlichkeit verhüllt, aber auch nicht in allzu aufdringlicher Weise zur Schau gestellt wurde.

Die Montage der Stahlkonstruktion, insgesamt etwa 380 t, war im wesentlichen am 20. September 1929 beendet. Die Bauarbeiten, welche im Auftrage der M. A. N. durch in der Nähe der Baustelle ansässige Unternehmer ausgeführt wurden, waren Anfang Dezember 1929 zu Ende geführt, die Inbetriebnahme der neuen Fabrik erfolgte am 1. Januar 1930.

Abb. 2. Grundriß der Seifenfabrik.

Durch einsichtiges, reibungsloses Zusammenarbeiten von Bauherrschaft, Architekt und Unternehmerschaft wurde hier ein Ergebnis geschaffen, das alle Teile durchaus befriedigte mit Einschluß der Stadt Steinau, welche um einen schönen Bestandteil bereichert ist. Und von den zahlreichen Reisenden, welche auf der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra das Kinzigtal durchfahren, werden gewiß viele ihre Freude daran haben, wie gut sich dieser einem an sich nüchternen Zwecke dienende Bau der reizvollen Landschaft zwischen Rhön und Vogelsberg einfügt.

Der Neubau der Polizeiunterkunft Berlin-Cöpenick.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt**, Berlin.

Der von der Preußischen Bau- und Finanzdirektion (Reg.- u. Baurat Beckmann) ausgeführte Neubau der Polizeiunterkunft in Berlin-Cöpenick ist ein langgestreckter Massivbau von vier bis sechs Stockwerken Höhe (Abb. 1) und weist als solcher an Stahlkonstruktionen nur die üblichen Abfange- und Überlagsträger auf, sowie einzelne Stützen an Stellen, wo große Lasten konzentriert sind, stärkere Pfeiler aber aus architektonischen Gründen störend gewesen wären. Das Bauwerk bietet insofern dem Stahlbauingenieur nichts Bemerkenswertes; wenn es trotzdem einer kurzen Besprechung unterzogen werden soll, so geschieht dies deswegen, weil für die Träger und Stützen in weitestem Umfang das Schweißverfahren angewendet worden ist. Selbstverständlich kommt ein Ersatz der üblichen Walzträger und der normalen Baustützen aus I-, ⊏- oder IP-Profilen ohne zwingende Gründe nicht in Frage. Ist jedoch die Belastung oder die Stützweite eines Abfangeträgers so groß, daß zur Aufnahme des Biegemomentes ein Blechträger erforderlich wird, dann erweist sich ein mittels Schweißung hergestellter Träger dank seines wesentlich geringeren Gewichtes einem genieteten als wirtschaftlich überlegen. Dieser Fall trat bei dem hier besprochenen Bauwerk über dem im Erdgeschoß vorgesehenen Speisesaal ein, wo auf eine Länge von 12 m die darüber befindliche $1^1/_2$ Stein starke Wand samt den anteiligen Dach- und Deckenlasten abzufangen war (vgl. Abb. 2). Der Abfangeträger befindet sich nicht unmittelbar über dem Speisesaal, da dessen Decke oben und unten völlig eben sein sollte, sondern er konnte aus diesem Grunde erst im darüberliegenden Stockwerk angeordnet werden. Die gleichmäßig verteilte Gesamtlast beträgt 200 t; hiervon entfallen etwa 78 % auf ständige Last, die restlichen 22 % auf Deckennutzlast. Die Anregung, den Träger zu schweißen, stieß bei der ausführenden Firma, der Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof, mit Rück-

Abb. 1.
Modellaufnahme der Polizeiunterkunft in Berlin-Cöpenick (Straßenseite) mit Eintragung der geschweißten Stützen und Träger.

Abb. 2.
Anordnung des Abfangeträgers und der Stützen „c" im Auf- und Grundriß.

sicht auf die außergewöhnlich hohe Belastung zunächst auf nicht unerhebliche Bedenken, die erst durch den Vorschlag, den Träger vor dem Einbau einer Probebelastung im Werk zu unterziehen, endgültig behoben wurden. Die Höhe des Trägers ist durch die darunterliegenden Türen bedingt, die Breite der Gurtungen durch die Forderung, daß in der 38 cm starken Wand noch mindestens 4 cm Überdeckung als Feuerschutz vorhanden sein sollten. Hieraus ergab sich zwangläufig eine Gurtstärke von 66 mm, die in zwei Platten von je 33 mm aufgeteilt wurde. Den Querschnitt des Trägers zeigt Abb. 3a. Die konstruktiven Gesichtspunkte, die für die Durchbildung im einzelnen maßgebend waren, sowie die bei Ausführung der Arbeit gewonnenen Erfahrungen sind ebenso wie die Ergebnisse der Probebelastung, a. a. O.[1]) ausführlich besprochen, so daß auf diese Veröffentlichungen verwiesen werden kann. Hier sei nur bemerkt, daß die bis zu 240 t gesteigerte Probebelastung einwandfreie Ergebnisse zeitigte, so daß der Träger unbedenklich eingebaut werden konnte. Um einen Aufschluß über die wirtschaftlichen Ergebnisse zu erhalten, wurden Gewicht und Herstellungskosten eines genieteten Vergleichsträgers ermittelt, dessen Querschnitt Abb. 3b zeigt. Sein Gewicht ergab sich um 19 % höher als das des geschweißten Trägers. Wenn bei den Gesamtkosten — ohne die Kosten der Probebelastung — der Unterschied zugunsten des geschweißten Trägers nur gering ist, so liegt das in erster Linie daran, daß bei der Berechnung der Schweißnähte mit reichlicher Sicherheit gearbeitet wurde. So weisen beispielsweise die Nähte zwischen Gurt und Steg bei 8 mm Stärke an der Stelle der größten Querkraft, also über dem Auflager, die verhältnismäßig geringe Beanspruchung von 460 kg/cm² auf; trotzdem wurden sie in der gleichen Stärke ununterbrochen über die ganze Trägerlänge durchgeführt; auch die Raupen zwischen der ersten und der zweiten Gurtplatte sind 8 mm stark, obgleich hier rechnerisch natürlich ein kleinerer Wert ausgereicht hätte. Bei späteren Ausführungen sind also von der Anwendung des Schweißverfahrens noch erheblich größere wirtschaftliche Vorteile zu erwarten. Abb. 4 zeigt den Träger während der Bearbeitung, Abb. 5 in versandfertigem Zustand. Der Träger ruht auf zwei bis zu den Fundamenten herabreichenden Stützen, die aus je einem I P 28 bestehen (Abb. 2).

Ähnliche Verhältnisse liegen bei der Abfangung der Mittelwand über der Durchfahrt (Abb. 1, links) vor; als Abfangeträger dienen hier II P 60, die auf Stützen aus ⊐⊏ 22

[1]) Zeitschrift des V.d.I. 1930, Heft 52; Elektroschweißung 1931, Heft 1.

Abb. 4. Schweißung des Abfangeträgers.

Abb. 3a. Abb. 3b.
Vergleich zwischen geschweißter und genieteter Ausführung des Abfangeträgers bei gleicher Konstruktionshöhe.

Abb. 5. Versand des Abfangeträgers.

Abb. 6. Stützenschaft, zusammengeklemmt und vorgeheftet.

Abb. 7. Stützenschaft im Kiesbett ruhend, fertig zum Schweißen.

Abb. 8. Vollständig geschweißte Stützen „c".

Abb. 9.
Konstruktive Durchbildung der Stützen „b" mit Anschluß der Deckenträger. Das Bild veranschaulicht in demonstrativer Weise die Schlankheit der geschweißten Stützen.

Abb. 10. Unzweckmäßiger Stützenquerschnitt.

Abb. 11. Querschnitt durch die Durchfahrt mit Stützen „a“ (Abb. 1 u. Tafel 1).

ruhen. Für sämtliche in den Außenwänden vorgesehenen Stützen, wie sie in Abb. 1 markiert sind, wurde dagegen die Forderung nach möglichst weitgehender Beschränkung der Ansichtsfläche gestellt. Mit Rücksicht auf die bis zu 86 t ansteigende Belastung war diese Anforderung nur durch zusammengesetzte Profile zu erfüllen, die erhebliche Nietarbeit erfordert hätten; überdies hätten die hervorstehenden Nietköpfe noch einen Teil der verfügbaren Breite in Anspruch genommen, wenn man sie nicht versenkt hätte, wodurch aber die Herstellungskosten weiter erhöht worden wären. Die Steffens & Nölle A.-G. entschloß sich daher auch hier zur Anwendung der Schweißung. Sämtliche Stützen erhielten einen aus vier Platten zusammengesetzten Kastenquerschnitt. Zahlenmäßige Angaben für drei typische Formen sind in Tafel 1 zusammengestellt (s. auch Abb. 1). Abb. 6 bis 8 zeigen den Fertigungsgang der Fensterstützen *c* (Abb. 1). In Abb. 6 ruht der Schaft zusammengeklemmt und vorgeheftet auf dem Schweißtisch; alsdann wurde er zum Schweißen in ein Bett von nassem Kies gelegt, um die Wärmeansammlung zu vermindern und damit einem Krummziehen vorzubeugen (Abb. 7). In der gleichen Absicht wurden auch je zwei Nähte stets gleichzeitig geschweißt; tatsächlich wiesen selbst die über 7 m langen und nur 13 cm breiten Schüsse der Stützen *b* nur ganz geringe und leicht zu beseitigende Verwindungen auf. Abb. 8 zeigt zwei der fertigen Stützen *c*. Besonders sei noch auf die einfache Fuß- und Kopfausbildung hingewiesen; der Fuß besteht aus einer angeschweißten 30 mm starken Platte, die nur zur Festlegung in dem Zementbett noch mit einem angehefteten ⊏-Profil versehen ist, der Kopf aus einem ⊥-Stück, an dessen Steg die Überlagsträger angeschlossen wurden; weder Kopf noch Fuß weisen irgendwelche vorspringenden Teile auf, ein Verlangen, dem bei genieteter Ausführung nur schwer nachzukommen gewesen wäre.

Abb. 9 zeigt die Konstruktion der durch fünf Stockwerke hindurchgehenden Stützen *b* (Abb. 1). Sie sind in jedem Stock durch die Überlagsträger bzw. durch in der Decke liegende Aussteifungsträger gegen Ausknicken gesichert. Die beiden Stöße konnten mit Rücksicht auf die gewählte Querschnittsform nicht in der üblichen Weise verlascht werden, vielmehr wurden die einzelnen Schüsse mittels Kopf- und Fußplatten stumpf aufeinandergesetzt. Um das beim Schweißen möglicherweise eintretende Balligwerden der Kopf- und Fußplatten und die infolge davon an den Stoßstellen zu befürchtende außermittige Kraftübertragung unschädlich zu machen, wurde noch eine dritte Platte zwischengeschaltet, die der Kastenform des Stützenquerschnitts entsprechend ausgeschnitten ist. In der Mitte der beiden unteren Stränge ist zur gegenseitigen Versteifung der vier Querschnittswände eine Platte durchgesteckt, die mit den breiten Platten der Stützenquerschnitte innen, mit den schmalen außen verschweißt ist; letztere sind daher hier unterbrochen (Abb. 9, Schnitt *d—d*). An die Lasche ist gleichzeitig der in der Decke liegende Aussteifungsträger angeschlossen. Bemerkt sei hier noch, daß eine Querschnittsform nach Abb. 10, bei der also die vier Platten mit ihren Ecken zusammenstoßen, wegen des schwierigen Zusammenbaues weniger zu empfehlen ist. Bei geringen Materialstärken ist vielmehr die für die Stützen *a* und *c* gewählte Form vorzuziehen, während bei dicken Flacheisen ein Teil ihrer Stärke als Anlagefläche für den Zusammenbau, der Rest für die Unterbringung der Schweißnaht benutzt werden kann, wie es bei *b* geschehen ist; diese Anordnung ergibt selbstverständlich die bessere Materialausnutzung, zumal wenn zu der senkrechten Last noch erhebliche außermittige Belastungen hinzukommen, also auch ein großes Widerstandsmoment benötigt wird, wie es bei den Stützen *b* der Fall war (vgl. Tafel 1). Für den lichten Abstand der Platten wählt man zweckmäßig ein rundes Maß, da dann beim Zusammenbau ein I- oder ⊏-Profil von entsprechender Höhe als vorläufiger Halt benutzt werden kann.

Stütze gemäß Abb. 1	a (Hofseite)	b (unterster Schuß)	c (und obere Schüsse von b)
P	85,8 t	50,8 t	42,6 t
M_x	0	33,6 tm	1,4 tm
Gesamtlänge	4,3 m	7,2+6,9+3,4=17,5 m	3,4 m
s_k		3,7 m	
Skizze des Querschnittes		130	120
bestehend aus	2 — 200·12	2 — 240·15	2 — 250·10
und	2 — 175·12	2 — 100·16	2 — 100·8
Nahtstärke	5 mm	5 mm	4 mm
F	90,0 cm²	104,0 cm²	66,0 cm²
J_x	4220 cm⁴	8300 cm⁴	4290 cm⁴
W_x	—	686 cm³	343 cm³
J_y	$> J_x$	2600 cm⁴	1650 cm⁴
i_{min}	6,84 cm	5,00 cm	5,00 cm
λ	63	74	68
ω	1,30	1,46	1,36
σ	1240	1220	1290

Tafel 1. Vergleichende Darstellung geschweißter Stützenquerschnitte.

Schließlich zeigt Abb. 11 noch einen Querschnitt durch die Durchfahrt. Um die zugelassenen Abmessungen von 20 × 20 cm trotz der hier besonders hohen Lasten einhalten zu können, waren bei diesen Stützen Biegungsmomente unerwünscht (vgl. Tafel 1, Stütze *a*). Die Überlagsträger wurden daher an eine Art von Waagebalken aus einem IP 20 mit angeschraubtem Kopfstück I 50 bzw. I 55 angeschlossen; letzteres überträgt die Last mittels eines Druckstückes zentrisch auf die Stütze (Abb. 11, Schnitt *c—c*).

Die vorstehenden Ausführungen dürften gezeigt haben, daß die Stahlbauweise durch Einführung des elektrischen Schweißverfahrens wiederum erheblich an Wirtschaftlichkeit und Anpassungsfähigkeit gewonnen hat, und zwar auch auf Gebieten, die, wie das des Massivbaues, bisher der Schweißung noch kaum eröffnet worden sind.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 23. Januar 1931 | Heft 2

Das neue Breslauer Hallenschwimmbad.

Von Regierungsbaumeister **Meinck**, Studienrat an der Staatl. Baugewerkschule in Breslau.

In Breslau, der Hauptstadt des deutschen Ostens, bestand schon vor dem Kriege, als die Stadt erst etwa 500 000 Einwohner zählte, das Bedürfnis nach Erweiterung des bestehenden Hallenschwimmbades. Damals waren zwei 20 m und 25 m lange Becken verfügbar, ein drittes 17 × 9 m großes, für Kinder und Volksbäder, sollte erbaut werden. Der Krieg brachte jedoch alle Pläne und Vorbereitungen zum Stillstande. Nach seiner Beendigung führte dann die Zunahme der Sportbetätigung, sowie die durch Eingemeindung zu erwartende Vergrößerung des Stadtgebietes zur Planung zweier neuer Schwimmbecken. Ihre Längen sollten aber, den Anforderungen des modernen Sportbetriebes entsprechend, in Bruchteilen von 100 m gewählt werden, so daß nur 20 m, 25 m oder $33^1/_3$ m lange Becken in Frage kamen. Da das verfügbare Baugelände, unmittelbar neben den bestehenden Gebäuden des alten Bades, aber nur 17,2 × 24,7 m groß war, so schien nur ein einziges 20 m langes Becken ausführbar. Erst der von Herrn Dr.-Ing. C. Pahde gemachte Vorschlag, die Becken übereinander zu legen, führte zu einer glücklichen Lösung. Durch Verwirklichung seines Vorschlages erhielt Breslau als erste deutsche Stadt ein Hallenschwimmbad mit zwei übereinander liegenden Schwimmbecken.

Um den Baugrund nicht zu stark zu belasten, mußte wegen der Größe und Schwere des in beträchtlicher Höhe anzulegenden oberen Beckens ein möglichst leichter Baustoff für dieses gewählt werden. Eisenbeton schied daher wegen seines hohen Gewichtes von vornherein aus, und man entschied sich für das wesentlich leichtere Stahlblech. Die 20 m hohen Stützen erforderten wegen ihrer großen Länge und starken Belastung kräftige Abmessungen. Auch hierfür war Gewichts- und wegen des beschränkten Raumes auch Platzersparnis geboten und Stahl der gegebene Baustoff, da er beide Forderungen erfüllt. Somit wurde die Stahlskelettbauweise gewählt.

Das neue Gebäude steht mit 24,76 m bzw. 17,21 m Länge an vorhandenen bzw. künftigen Straßenfronten, mit den beiden anderen Seiten grenzt es an die bereits vorhandenen Bauten des alten Bades. Es erhebt sich bis 17,5 m Höhe über Straßenoberkante und enthält in sechs Geschossen (Erdgeschoß und fünf Obergeschosse) außer den beiden Schwimmbecken das Treppenhaus mit einem Aufzug von 975 kg Tragfähigkeit, die Auskleideräume, Duschräume und Aborte sowie einen Dachgarten. Durch Hochführung des angrenzenden alten Gebäudes konnte in der Höhe des Dachgartens noch ein Gymnastiksaal geschaffen werden. Aus Stahl hergestellt sind das obere Schwimmbecken und die dasselbe nebst dem flachen Dach tragenden Teile, sowie die auf das Stahlskelett sich stützenden Teile, wie Unterzüge und Deckenträger der Zwischendecken und Galerien. Im übrigen besteht das Gebäude aus Ziegelmauerwerk. Das untere Schwimmbecken ist aus Eisenbeton hergestellt, desgleichen die Treppen im Treppenhaus und die nach den Galerien führenden, diese selbst und die Zwischendeckenplatten. In sämtlichen Räumen sind die Fußböden und Wände mit Fliesen belegt, Beckenumgänge und Duschräume haben gerippten Fußbodenbelag, die Galerien Eisenklinker, das Treppenhaus ist mit Ölfarbe gestrichen. Die Treppenstufen sind gestockt und mit Stoßschienen versehen. Abb. 1 bis 3 zeigen Grundriß, Längs- und Querschnitt des Gebäudes.

Das in den Becken verwendete Wasser wird wieder benutzt, nachdem es durch Filterung und Chlorzusatz so weit keimfrei gemacht worden ist, daß in 1 m³ Wasser nur noch 200 bis höchstens 400 Keime enthalten sind. Das Wasser ist somit hygienisch weit einwandfreier als das Wasser der Flußbadeanstalten in der freien Oder, welches bisweilen über 100 mal so viel Keime enthält. Vollständig keimfreies Wasser ist weder für Genuß- noch für Badezwecke gesund.

Die Beschaffenheit des Baugrundes und die Tiefe des Grundwasserspiegels wurde durch 10 m tiefe Bohrungen ermittelt und hiernach Fundamenttiefe und Bodenpressung gewählt, letztere zu 1,7 kg/cm². Da die Einbettung des unteren Schwimmbeckens in Grundwasser besondere Maßnahmen zu seiner Isolierung und gegen Auftrieb erfordert hätte, außerdem in dem eng bebauten Stadtteile Beschädigungen von Gebäuden bei einer Grundwasserabsenkung zu befürchten gewesen wären, so wurde die Fundamentsohle in Höhe des 4,20 m unter Straßenoberfläche befindlichen Grundwasserspiegels gelegt. Wenn somit auch eine Wasserhaltung während des Baues nicht nötig war, so erforderte doch die Abfangung der nicht so tief fundierten Nachbargebäude, die Absteifung der Straße sowie die Rücksichtnahme auf die vielen Erdkabel der Städtischen Elektrizitätswerke umfangreiche Arbeiten und besondere Maßnahmen.

Abb. 1. Grundriß des Gebäudes in Höhe des oberen Schwimmbeckens.

Die trapezförmige Grundrißgestalt des Stahlskeletts ist durch die Form des verfügbaren Grundstücks bedingt. Ursprünglich bestand der Plan, das 20 × 9 m große Becken zwischen Längsträgern aufzuhängen. Bei der dadurch bedingten großen Stützweite des Längsträgers hätte man aber mit bedeutenden Durchbiegungen rechnen müssen. Auf Vorschlag von Herrn Dr.-Ing. Pahde wurden daher Querträger angeordnet. Diese übernehmen die gesamten Lasten des oberen Beckens und der Beckenumgänge und übertragen sie durch die seitlich stehenden Stützen auf die Fundamente. Der Kräfteverlauf sei an Abb. 4 erläutert. Die Beckenlängswände bestehen aus 2 m hohen Blechträgern „*L*", die Kopfwände aus den ebenso hohen Blechträgern „*Q*", die an die Längswände angenietet sind. Der Boden besteht aus 10 mm starkem Stahlblech, welches auf einem engen Trägerrost gelagert ist, welcher der besseren Übersichtlichkeit wegen in Abb. 4 weggelassen ist. Dieser Trägerrost besteht aus längs und quer liegenden Einzelträgern. Die längsliegenden Einzelträger übertragen die Lasten auf die in Abb. 4 strichpunktierten, mit *ck*, *di* und *eh* bezeichneten Querträger, sowie mit ihren Endauflagern auf die Querwände *Q*. Die Querträger

Abb. 2. Längsschnitt a—b (Abb. 1).

Abb. 3. Querschnitt c—d (Abb. 1).

geben die Lasten weiter an die Stahlstützen, die Querwände an die Längswände L. Da diese auf sämtlichen fünf Querträgern aufgelagert sind, werden die Lasten ebenfalls in den Auflagerpunkten der Längswände an die Querträger weitergegeben. Auch die Endquerträger und somit die Eckstützen a, b, f und g erhalten auf diese Weise einen Teil der Beckenlast. Das Belastungsschema der drei mittleren Querträger ist also das eines Balkens auf zwei Stützen, der im mittleren Teil durch die gleichmäßig verteilte Wasserlast des Beckens belastet ist und außerdem die zwei symmetrisch zur Balkenmitte wirkenden Einzellasten der Längswände L zu tragen hat. Die beiden Endquerträger ab und fg erhalten von der Wasserlast des Beckens nur zwei Einzellasten durch die Längswände L.

Abb. 5 u. 6 zeigen die Einzelheiten der Beckenausbildung und Abstützung im Längsschnitt, Grundriß und einigen Querschnitten. Hiernach findet sich die größte Wassertiefe des Beckens über dem Querträger ck, und zwar in einer Breite von 1,5 m und einer Länge von 4,25 m (Abb. 4). Außer der waagerechten Fläche an der tiefsten Stelle sind daher noch vier trapezförmige Bodenflächen vorhanden, die nach der tiefsten Stelle hin Gefälle haben. Die Bleche, welche die in der Längsrichtung geneigten Flächen bilden, ruhen auf den im oberen Teile des Grundrisses (Abb. 5) gezeichneten, ebenfalls in der Längsrichtung verlaufenden Einzelträgern I 34 und I 26, deren Abstände an den Querwänden Q 1,1 m betragen, sich aber nach dem Querträger ck zu bis auf 0,5 m verringern. Die Bleche der in der Querrichtung geneigten Bodenflächen liegen auf parallel angeordneten I 26 von verschiedener Länge. Unter den Kehlen zwischen den längs und den quer geneigten Flächen liegen I 40 bzw. I 34. Die vorerwähnten Einzelträger I 34 sind auf den Querträgern di und eh gelagert, wie aus Abb. 5 u. 12 zu erkennen ist, dagegen sind sie mit dem Querträger ck mit bündiger Oberkante vernietet (s. Abb. 5). Die ihre Fortsetzung nach dem flacheren Beckenteil hin bildenden I 26 sind an die Querwände des Beckens angenietet. Den Anschluß der quer geneigt liegenden I 26 an die Beckenlängswand und die Kehlträger zeigen Abb. 6, 12 u. 13.

Die Fugen der Beckenbleche sind durchweg elektrisch verschweißt.

Die in der Längsrichtung geneigte Bodenfläche wird durch 2 m breite Blechbahnen gebildet, die einmal gestoßen sind. Die Stoßfugen der einzelnen Bahnen liegen nicht genau in der Mitte des Beckens, sondern jeweils gegeneinander versetzt, an den Punkten der Zwischenfelder, wo die Momente gleich Null sind, damit die Schweißnähte keine Biegungsbeanspruchung auszuhalten haben. Die durchlaufenden Querfugen zwischen den einzelnen Blechbahnen sind miteinander und mit den die Bleche stützenden, die Stoßfugen kreuzenden I-Trägern der Bodenflächen verschweißt. Die Ausbildung der Kehlen der Längsrichtung zeigt Abb. 7. Die in der Querrichtung geneigten Bleche — in Abb. 7 mit p bezeichnet — sind an ihren Enden an die sie stützenden I 26 angeschweißt. Die zwischen den beiden Blechen vorhandene Fuge ist durch eine durchlaufende Schweißnaht geschlossen, die an den Kreuzungsstellen mit den darunterliegenden I-Profilen durch eine aufgeschweißte Lasche verstärkt ist. Die Fuge zwischen dem oberen Gurtblech des Kasten-

Abb. 4. Tragsystem des Beckens.

Abb. 5. Anordnung der Quer- und Rostträger des Beckens.

trägers $c\,k$ und dem schräg darauf zulaufenden Bodenblech der Längsrichtung ist durch eine aus Abb. 8 ersichtliche Schweißnaht geschlossen. Diese Ausbildung gestattet, das Biegen von Blechen auf die Übergänge zu den senkrechten Wandungen zu beschränken, an welche die Bleche

Abb. 6. Querschnitt des Beckens (Abb. 5).

Abb. 7. Durchbildung der Längskehlnaht.

Abb. 8. Verschweißung zwischen Gurtblech des Kastenträgers und Bodenblech.

Abb. 9. Verschweißung der Bodenbleche mit den senkrechten Beckenwänden.

zur Vermeidung von Biegungsbeanspruchungen der Schweißnähte krempartig angeschlossen sind (s. Abb. 9).

Die Beckenquerwände Q sind mittels Winkel an die Längswände L angenietet, und die Fuge des T-Stoßes ist durch eine Schweißnaht gedichtet. Die Längswände, die, wie bereits erwähnt, vom Querträger $a\,b$ bis zum Querträger $f\,g$ durchgehen, haben nur im mittleren Teil, d. h. nur etwa zwischen dem Querträger $e\,h$ und der gegenüberliegenden Querwand Q, ihre volle Stegblechhöhe von 2 m. Nach den Enden zu verringert sich die Stegblechhöhe auf die Höhe der Endquerträger selbst, damit beide Bleche in voller Höhe vernietet werden konnten (s. Abb. 10.)

Die Querträger $f\,g$, $e\,h$, $d\,i$ und $a\,b$ sind Blechträger mit vier Gurtwinkeln und z. T. durch Gurtplatten verstärkt. Der Querträger $c\,k$ ist aus drei nebeneinanderliegenden 70 cm hohen und 1,5 cm starken Blechträgern, welche durch Querbleche und eine gemeinsame obere Gurtplatte zu einem Kastenträger vereinigt sind, zusammengesetzt. Diese starke Querschnittsausbildung war notwendig, weil der Träger einerseits an der tiefsten Stelle des Beckens liegt und somit den größten Teil der Wasserlast aufzunehmen hat und anderseits weil seine Höhe beschränkt werden mußte, um seinen Vorsprung aus der unter dem Becken liegenden Abschlußdecke nach Möglichkeit zu beschränken (vgl. Abb. 2). Die verschiedene Höhenlage der einzelnen Querträger ist durch die schräge Lage des Beckenbodens bedingt. Diese erforderte über den Querträgern $c\,k$ und $d\,i$ besondere Aufsattelungen zur Abstützung der Beckenlängswände, wie aus Abb. 10 zu ersehen ist. Die drei mittleren Querträger liegen einander parallel im Abstand 5,72 m, während die Endquerträger wegen der trapezförmigen Gestalt des Grundrisses schräg dazu liegen. Dadurch ergeben sich auch für die Längswände ungleiche Längen. Der Längenunterschied ist in den Endfeldern ausgeglichen, um ihre Mittelteile mit Rücksicht auf den Anschluß der Beckenquerwände Q gleich ausbilden zu können.

Abb. 11. Konstruktive Durchbildung der Stütze „k" (Abb. 4).

Die Stahlstützen sind so weit vom Becken abgerückt, daß zwischen ihnen und dem Becken ein genügend breiter Umgang vorgesehen werden konnte. Dadurch bleibt der Raum übersichtlich, und der Blick wird durch die Stützen nicht gestört. Die Beckenbreite beträgt 9 m, der Abstand der parallelen Stützenreihen 12,4 m; es verbleibt demnach ein Umgang von 1,50 m Breite, der auch an den Schmalseiten des Beckens beibehalten ist. Durch die Querträger erhalten die Stützen ungleiche Belastungen, z. B. die vier Eckstützen a 100 t,

Abb. 10. Längswand des Beckens.

b 80 t, *f* und *g* je 150 t. Die am stärksten belastete Stütze *k* bekommt 230 t, die gegenüberliegende *c* 180 t, die übrigen *d* 165 t, *i* 190 t, *e* und *h* je 150 t, wobei die Last des äußeren Mauerwerks unberücksichtigt geblieben ist. Trotz dieser verschiedenen Belastungen sind die Querschnitte der Stützen aus konstruktiven Gründen möglichst einheitlich gehalten. Die sechs mittleren Stützen sind übereinstimmend ausgebildet, dsgl. je zwei zusammengehörige Eckstützen. Die sechs Mittelstützen bestehen aus I I 45 im Abstande von 40 cm, die Eckstützen aus ⊐⊏ 30, bei den Stützen *a* und *b* im Abstande von 20 cm und bei den Stützen *f* und *g* im Abstande von 26 cm. Die beiden Schaftglieder sind durch Bindebleche verbunden, ausgenommen bei den beiden letztgenannten Stützen, bei denen die Zusammenfassung durch ein zwischengeschobenes I 26 bewirkt ist. Oberhalb des Beckens sind die Stützen entsprechend ihrer geringeren Belastung schwächer gehalten und bestehen sämtlich aus ⊐⊏ 24. Der Abstand der beiden Schaftglieder beträgt hier allgemein 20 cm, nur bei den beiden Stützen *f* und *g* 26 cm, übereinstimmend mit dem Abstande der Schaftglieder im unteren Stützenteil. Der Schaftstoß ist bei den sechs mittleren Stützen in der Weise ausgebildet, daß der schmalere obere Stützenschaft zwischen die weit voneinander abstehenden Schaftglieder des unteren Teiles gesteckt ist und auf dem dort geschaffenen Auflager aufruht, wie aus Abb. 11 zu ersehen ist. Dagegen ist bei den vier Eckstützen der obere Schaft auf den unteren unter Zwischenschaltung von Platten aufgesetzt, der Querschnittsunterschied durch Futterbleche ausgeglichen und die Stoßstelle durch besondere Laschen gedeckt. Unterzüge und Galerieträger sind zentrisch auf den Stützen gelagert. Abb. 11 zeigt Fuß, Querträgeranschlüsse und Schaftstoß der stärksten Stütze *k*. Die Füße der sechs mittleren Stützen sind, entsprechend der übereinstimmenden Gestaltung der Schäfte, gleich konstruiert, ebenso paarweise die Füße der vier Eckstützen.

Abb. 13. Trägerrost mit Kastenträger.

Abb. 12. Montage des Trägerrostes für das Becken.

Abb. 14. Ansicht des fertiggestellten Beckens.

Das flache Dach ruht auf 800 mm hohen Blechträgern, die zentrisch auf den gleichen Stützen aufgelagert sind wie die in gleicher Ebene liegenden Querträger (s. Abb. 11).

Die Stützen stehen auf einem gemeinsamen rahmenförmigen, 3,2 m breiten und 1 m hohen Fundament aus Eisenbeton. Das untere Becken, das aus 12 cm starken Eisenbetonwänden besteht, hat sein eigenes Fundament, das von dem Rahmenfundament rings umschlossen und durch eine mit Pappe ausgefüllte Fuge völlig getrennt ist. Auf diese Weise können sich beide Fundamente unabhängig voneinander setzen. Zwecks Erzielung möglichst gleichmäßiger Bodenpressung sind beide Becken in umgekehrter Richtung eingebaut, d. h. ihre tiefsten Stellen befinden sich jeweils an entgegengesetzten Enden. Beide sind mit Fliesen ausgelegt.

Die Querversteifung des Stahlskeletts ist durch einen in Höhe des oberen Beckenrandes zwischen den Wänden des Beckens und den Stützen waagerecht angeordneten Fachwerkrahmen bewirkt. Seine innere Gurtung bilden die oberen Gurtwinkel der Beckenwandungen, die äußeren einerseits die oberen Gurtwinkel der Endquerträger *ab* und *fg*, anderseits ⊐⊏ 22, die in den parallelen Seiten der Stützenreihen beiderseitig an die Stützen angenietet sind. Auf den Gurtungen dieses waagerechten Verbandes ruhen die den Umgang um das Becken tragenden I 14. Die mittlere Stützenreihe *g*, *h*, *i*, *k*, *a* ist in den einzelnen Geschossen durch Deckenunterzüge I 30 verbunden. Die Galerien sind durch ausgekragte I 36 gebildet, die mit ihrem Kragarm innerhalb der zweigliedrigen Stützen *h*, *i*, *k* zentrisch gelagert sind und mit dem anderen Ende auf Mauerwerk liegen. Oberhalb der Dachunterzüge besitzt jede der beiden parallelen Stützenreihen noch eine Querversteifung in Gestalt eines I 32.

Nach Fertigstellung der Stahlkonstruktion wurde eine Belastungsprobe des Querträgers *ck* vorgenommen. Zu diesem Zwecke wurde das Becken allmählich mit Wasser gefüllt und bei den verschiedenen Füllungsgraden die Durchbiegung mittels Griotschem Biegungsmesser gemessen. Sie betrug bei voller Beckenfüllung nur 5 mm gegenüber einer rechnungsmäßigen Durchbiegung von 18 mm. Das geschweißte Stahlbecken hat sich bei zwei Probefüllungen vollkommen dicht erwiesen.

Die Stahlkonstruktion im Gewicht von 268 t wurde von der Carlshütte A.-G. für Eisengießerei und Maschinenbau in Waldenburg-Altwasser ausgeführt. Im August 1929 wurde mit dem Ausschachten der Baugrube begonnen und im gleichen Monat des folgenden Jahres der Neubau in Benutzung genommen. Projektbearbeitung und Oberbauleitung lagen in den Händen von Herrn Oberingenieur Dr.-Ing. ehr. C. Pahde.

Einen Blick auf das fertiggestellte obere Becken und die verkleidete Stahlkonstruktion vermittelt Abb. 14.

Der Neubau zeigt äußerlich moderne rechteckige Formen und ruhige ebene Flächen. Diese werden fast nur durch hochstrebende lange Linien der Fensteröffnungen unterbrochen. Durch deren bogenförmigen oberen Abschluß wird gewissermaßen die Verbindung mit der Front des alten Teiles hergestellt, dessen Fenster ebenfalls bogenförmig abgeschlossen sind. Gegenwärtig tritt der Neubau wenig in Erscheinung, da er mit der einen Front an einer engen Straße der alten Stadt liegt und von der anderen Seite her nur durch die verhältnismäßig schmale Lücke zwischen dem Hauptbau und dem Nachbargebäude zu sehen ist.

Über die angebliche Labilität von Fachwerken.

Von Dr.-Ing. **P. Christiani**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen, zur Zeit Frankfurt a. Main.

Bei Behandlung von Fachwerkbrücken im statischen Schrifttum und besonders in Besprechungen von Brückenwettbewerben sowie den Urteilen von Preisgerichten findet man immer wieder, daß ausdrücklich die Anordnung der zur Erzielung der theoretischen Stabilität erforderlichen Anzahl von Stäben verlangt wird. Am meisten ist dies der Fall bei zwei- und mehrteiligen Systemen, bei denen nicht immer von vornherein ohne Abzählen übersehen werden kann, ob die nötige Anzahl von Stäben vorhanden ist. Besonders die umfangreichen Untersuchungen von Müller-Breslau und Mehrtens über mehrteilige Brückentragwerke haben bewirkt, daß auf das Vorhandensein von sogenannten Stabilisierungsstäben großer Wert gelegt wird, während man dagegen aus ästhetischen Gründen diese störend wirkenden Stäbe fast immer gerne weglassen möchte. In Wettbewerben zeigt es sich daher, daß von den Preisgerichten Brückensysteme mit der Begründung abgelehnt werden, daß sie infolge Fehlens der notwendigen Zahl an Stäben labil und somit unbrauchbar seien.

Bei dieser Beurteilung wird der große Einfluß der Knotenstarrheit, der aus dem Fachwerk ein Rahmentragwerk macht, übersehen oder wenigstens nicht in seiner ganzen Bedeutung erfaßt. Deshalb soll in vorliegender Arbeit einmal ein strenger zahlenmäßiger Vergleich zwischen zwei Systemen gezogen werden, die sich voneinander lediglich durch das Vorhandensein bzw. das Fehlen eines Stabilisierungspfostens unterscheiden. Es soll gezeigt werden, daß man unbedenklich sogenannte labile Systeme verwenden darf, und daß die Wirkung eines zum Zwecke der Stabilisierung eingezogenen Stabes sich praktisch nur über den nächsten Bereich erstreckt, daß es also auch zwecklos ist, bei einer langen Brücke Stabilisierungsstäbe nur an das Ende zu setzen, weil dadurch das Verhalten des Systems in der Mitte überhaupt nicht geändert wird.

Abb. 1.

Der Nachweis, daß die Anwendung der elementaren Fachwerktheorie auf die zweiteiligen Systeme zu sehr falschen Schlüssen führen kann, ist schon an anderer Stelle geführt worden[1]). Durch die genaue Untersuchung eines Rhombenfachwerks als Rahmentragwerk wurde zahlenmäßig gezeigt, daß das wirkliche Verhalten eines solchen Systems ein ganz anderes ist, als man auf Grund der elementaren Fachwerktheorie annehmen könnte[2]). Die Gurtungen der mehrteiligen Systeme werden aus statischen Gründen in der Regel sehr steif ausgebildet. Die Füllungsstäbe sind dagegen sehr schlank, so daß eine Untersuchung des Tragwerks unter Zugrundelegung steif durchlaufender Gurtungen mit gelenkig angeschlossenen Streben für den praktischen Gebrauch berechtigt ist, da sie fast zu den genauen Ergebnissen führt[3]). Da aber auch ein solches System noch immer vielfach statisch unbestimmt ist, kann das Fehlen eines oder mehrerer Füllungsglieder auf die Standfestigkeit keinen großen Einfluß haben. Bei allen diesen Untersuchungen wurde bisher ein System zugrunde gelegt, bei dem auch unter Annahme von Gelenkknoten die zur Erreichung der Stabilität erforderliche Anzahl von Stäben vorhanden ist (Abb. 1).

Abb. 2.

Die Durchrechnung dieses Tragwerks als 72fach statisch unbestimmtes Rahmenwerk liegt in der in Anm. 2 angegebenen Schrift vollständig vor. Sämtliche Einflußlinien sind ermittelt. Die dieser Untersuchung entnommene Einflußlinie für die Stabkraft Z (Abb. 2) läßt schon erkennen, daß sich die Wirkung eines solchen Stabes nur über einen sehr kleinen Bereich erstreckt. Um den Einfluß des Stabilisierungsstabes noch deutlicher darzustellen, wird dieselbe strenge Untersuchung an demselben System ohne jede Änderung der Querschnitte und Abmessungen, jedoch unter Weglassung des Mittelpfostens, vorgenommen. Zur Vermeidung der sehr zeitraubenden vollständigen Neuberechnung des durch die Beseitigung des Pfostens 69fach unbestimmt gewordenen Systems wurde der Weg des Absteigens von 72 auf 69 Unbekannte in der vom Verfasser an anderer Stelle geschilderten Weise eingeschlagen[4]). Es ist also das Tragwerk nach Abb. 1 als kinematisch bekanntes Grundsystem zu betrachten, aus dem das Tragwerk ohne Mittelpfosten als dreifach kinematisch unbestimmtes System zu berechnen ist.

Abb. 3.

Bei der Berechnung des Systems mit Mittelpfosten (Abb. 1), die nunmehr den Ausgangspunkt der folgenden Untersuchungen bildet, war zur Ermittlung der Einflußlinienordinaten der folgende Weg eingeschlagen worden. Für die vier Belastungsfälle

Einzellast 1 t im Punkte 2 (Belastungsfall 2)
„ 1 t „ „ 3 („ 3)
„ 1 t „ „ 4 („ 4)
„ 1 t „ „ 5 („ 5)

wurden alle statischen Größen ermittelt. Hiermit erhielt man die Einflußlinienordinaten in den Punkten 2 bis 5. Aus den Belastungsfällen 2, 3 und 4 ergaben sich ferner die Werte der Ordinaten in den Punkten $\bar{2}$, $\bar{3}$ und $\bar{4}$. Denn es ist z. B. eine Stabkraft S infolge Belastung mit 1 t im Punkte 2 genau so groß wie die Stabkraft $\bar{S}$ bei Belastung mit 1 t im Punkte $\bar{2}$. Es genügt also zur Erreichung des oben genannten Zieles die Untersuchung der vier angegebenen Belastungsfälle. Bei Belastungsfall 5 wird durch die Symmetrie von System und Belastung die Anzahl der Unbekannten auf die Hälfte, also auf 36, ermäßigt. Um bei Behandlung der unsymmetrischen Belastungsfälle ebenfalls eine Ermäßigung der 72 Gleichungen auf 36 zu erzielen, wurde das Verfahren der „Belastungsumordnung“ angewendet, wie Andrée es für symmetrische Tragwerke vorschlägt[5]). Dies

Abb. 4.

[1]) Christiani, Beitrag zur Theorie der mehrteiligen Fachwerke. Dissertation, Aachen 1926.

[2]) Christiani, Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk. Berlin 1929. Springer.

[3]) Christiani, Zur Berechnung von Rhombenträgern. Stahlbau 1929, S. 183.

[4]) Christiani, Absteigen der statischen Unbestimmtheit. Stahlbau 1930, S. 258.

[5]) Andrée, Das B-U-Verfahren. München 1919. Oldenbourg.

bedeutet, daß jeder Belastungsfall zerlegt wird in deren zwei, und zwar einem symmetrischen *(a)* und einem antisymmetrischen *(b)* (Abb. 3).

Als statisch unbestimmte Größen wurden bei dieser Untersuchung die Stabendmomente gewählt, so daß das Gelenkfachwerk als Hauptsystem entstand (Abb. 4).

a) Die symmetrischen Belastungsfälle.

Bei symmetrischer Belastung entsteht im Mittelpfosten nur eine Normalkraft, während Momente und Querkräfte verschwinden. Man hat also nur eine Größe, und zwar die Stabkraft Z, zu beseitigen. Es ist der Zustand $\delta_1 = -1$ zu betrachten, wobei δ_1 die Änderung der Entfernung zwischen den beiden Punkten 5 und 10 bedeutet. Dieser Zustand ist in Abb. 5 dargestellt, wo auch gleichzeitig als Beispiel ein Zustand $X = +1$ der ursprünglichen Berechnung eingezeichnet ist.

Abb. 5.

Zur Ermittlung der statischen Größen beim Zustand $\delta_1 = -1$ braucht man die Belastungsglieder K, also die von der Belastung abhängigen rechten Seiten der 36 Elastizitätsgleichungen. Sie ergeben sich aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen

$$\Sigma \overline{Q} \delta = \int \overline{M} d\varphi + \int \overline{N} \Delta ds + \int \overline{Q} \Delta h,$$

wenn für den Kraftzustand (überstrichen) die Zustände $X_i = +1$ und als Verschiebungszustand $\delta_1 = -1$, beides am Gelenkfachwerk, gesetzt wird, z. B. zu

$$K_7 = 6 EJ_c (1 \cdot \psi_l + 1 \cdot \psi_c) = 6 EJ_c \left(\int M_7 \, d\varphi + \Sigma N_7 \Delta s \right)$$

$$\underline{K_7} = 6 EJ_c (0 + Z_7 \cdot 1) = \underline{6 EJ_c Z_7}.$$

Hiermit finden sich die Zahlenwerte der Tafel 1. Dort sind, um zu einfachen Zahlen zu gelangen, alle K_i mit einem Faktor versehen, der daher rührt, daß alle Vorzahlen der Gleichungen den Multiplikator $6 EJ_c$ erhalten haben, und daß ferner die Werte Z_i bei den einzelnen Zuständen entweder die Größe $\frac{1}{400}$ oder $\frac{2}{400}$ bekommen. Die Elastizitätsgleichungen selbst sind unter Fortlassung der Belastungsglieder in Tafel 3 zusammengestellt. Ihre Auflösung mit den angegebenen Werten K_i liefert die Spalte 2 in Tafel 1, wodurch die Stabmomente dieses Zustandes bekannt sind.[6]) Die Stabkräfte S_1 ergeben gemäß

$$S_1 = \sum_{i=1}^{i=36} S_i X_{1i}$$

Tafel 1.

i	$\frac{10^3}{15 EJ_c} \cdot K_i$	X_1
1	0	− 25,2411
2	+ 2	+ 334,0020
3	+ 2	+ 7,2210
4	0	− 23,7221
5	− 2	− 1 018,1728
6	− 2	− 52,4612
7	0	+ 18,1216
8	+ 2	+ 3 161,9861
9	+ 2	+ 99,5009
10	0	+ 70,7838
11	− 1	− 4 402,4576
12	− 1	− 146,5353
13	0	+ 36,3944
14	− 2	− 272,4516
15	− 2	− 124,2452
16	0	+ 16,2984
17	+ 2	+ 1 127,1318
18	+ 2	+ 186,5522
19	0	+ 16,2887
20	− 2	− 3 537,4765
21	− 2	− 569,8078
22	0	− 67,5808
23	+ 1	+ 6 272,4901
24	+ 1	+ 420,0641
25	+ 2	− 42,9842
26	+ 2	+ 21,4512
27	0	− 1,7151
28	+ 2	− 2,6459
29	− 2	− 62,3404
30	0	+ 36,2807
31	− 2	− 61,0289
32	+ 2	+ 325,5046
33	0	− 87,1832
34	+ 2	+ 148,5907
35	− 2	− 427,3089
36	0	+ 144,9041

Tafel 2.

Stab	Stabkräfte S_1 (t)
a	+ 0,349 70
b	+ 5,332 07
c	− 22,481 82
d	+ 49,737 88
e	+ 0,366 89
f	+ 5,354 05
g	− 21,707 29
h	+ 60,903 44
i	− 0,115 14
k	− 7,834 85
l	− 8,713 73
m	+ 31,284 69
n	+ 35,444 38
o	− 88,356 31
p	− 93,126 29
q	− 0,199 88
r	− 7,345 63
s	− 7,592 40
t	+ 30,244 94
u	+ 31,178 33
v	− 79,752 88
w	− 81,547 55
x	+ 1,976 22
y	+ 1,514 23
z	+ 171,123 50

[6]) Bei Durchführung der umfangreichen Zahlenrechnung hat mich Herr cand. ing. Lücker, Aachen, in dankenswerter Weise unterstützt.

Tafel 3. Tafel der Werte $6 EJ_c \delta_{ik} = 6 \int M_i M_k \, ds \cdot \frac{J_c}{J}$

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}	X_{13}	X_{14}	X_{15}	X_{16}	X_{17}	X_{18}
1	+ **5883**	+ 236	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	− 40	—	—	—	—
2	+ 236	+ **2962**	+ 2 338	− 1138	− 272	− 798	− 57	+ 522	+ 472	+ 57	− 168	− 98	− 40	− 1072	− 1090	− 56	+ 885	+ 865
3	—	+ 2338	+ **32 778**	− 1138	− 272	− 798	− 57	+ 522	+ 472	+ 57	− 168	− 98	− 40	− 1092	− 1110	− 56	+ 885	+ 865
4	—	− 1138	− 1 138	+ **7478**	− 594	—	—	—	—	—	—	—	—	− 60	− 60	—	+ 20	+ 20
5	—	− 272	− 272	− 594	+ **2780**	+ 1 582	− 772	− 116	− 472	− 57	+ 168	+ 98	—	+ 874	+ 874	+ 19	− 748	− 748
6	—	− 798	− 798	—	+ 1582	+ **32 022**	− 772	− 116	− 472	− 57	+ 168	+ 98	—	+ 833	+ 833	+ 19	− 748	− 748
7	—	− 57	− 57	—	− 772	− 772	+ **7108**	− 406	—	—	—	—	—	+ 57	+ 57	—	− 57	− 57
8	—	+ 522	+ 522	—	− 116	− 116	− 406	+ **2027**	+ 1 202	− 772	+ 238	− 98	—	− 522	− 522	—	+ 464	+ 464
9	—	+ 472	+ 472	—	− 472	− 472	—	+ 1202	+ **42 302**	− 772	+ 238	− 98	—	− 472	− 472	—	+ 452	+ 452
10	—	+ 57	+ 57	—	− 57	− 57	—	− 772	− 772	+ **15 568**	− 406	—	—	− 57	− 57	—	+ 57	+ 57
11	—	− 168	− 168	—	+ 168	+ 168	—	+ 238	+ 238	− 406	+ **884**	+ 49	—	+ 168	+ 168	—	− 168	− 168
12	—	− 98	− 98	—	+ 98	+ 98	—	− 98	− 98	—	+ 49	+ **41 149**	—	+ 98	+ 98	—	− 98	− 98
13	—	− 40	− 40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	+ **5778**	+ 194	—	—	—	—
14	− 40	− 1072	− 1 092	− 60	+ 874	+ 833	+ 57	− 522	− 472	− 57	+ 168	+ 98	+ 194	+ **2700**	+ 2171	− 968	− 407	− 851
15	—	− 1090	− 1 110	− 60	+ 874	+ 833	+ 57	− 522	− 472	− 57	+ 168	+ 98	—	+ 2171	+ **3548**	− 968	− 407	− 851
16	—	− 56	− 56	—	+ 19	+ 19	—	—	—	—	—	—	—	− 968	− 968	+ **15 741**	− 502	—
17	—	+ 885	+ 885	+ 20	− 748	− 748	− 57	+ 464	+ 452	+ 57	− 168	− 98	—	− 407	− 407	− 502	+ **2626**	+ 1602
18	—	+ 865	+ 865	+ 20	− 748	− 748	− 57	+ 464	+ 452	+ 57	− 168	− 98	—	− 851	− 851	—	+ 1602	+ **7882**
19	—	+ 50	+ 50	—	− 50	− 50	—	+ 19	+ 19	—	—	—	—	− 50	− 50	—	− 775	− 775
20	—	− 495	− 495	—	+ 466	+ 466	+ 22	− 308	− 308	− 57	+ 110	+ 69	—	+ 495	+ 495	—	− 105	− 105
21	—	− 443	− 443	—	+ 432	+ 432	+ 22	− 308	− 308	− 57	+ 110	+ 69	—	+ 443	+ 443	—	− 454	− 454
22	—	− 68	− 68	—	+ 68	+ 68	—	− 68	− 68	—	+ 29	+ 29	—	+ 68	+ 68	—	− 68	− 68
23	—	+ 140	+ 140	—	− 140	− 140	—	+ 95	+ 95	+ 22	− 20	− 20	—	− 140	− 140	—	+ 140	+ 140
24	—	+ 85	+ 85	—	− 85	− 85	—	+ 62	+ 62	+ 22	− 20	− 20	—	− 85	− 85	—	+ 85	+ 85
25	− 2490	+ 1278	+ 1 236	+ 60	− 946	− 886	− 57	+ 522	+ 472	+ 57	− 168	− 98	+ 2505	− 1233	− 1268	− 56	+ 923	+ 865
26	− 2511	+ 1278	+ 1 236	+ 60	− 946	− 886	− 57	+ 522	+ 472	+ 57	− 168	− 98	− 34	− 1250	+ 602	− 56	+ 923	+ 865
27	− 2530	− 20	+ 15 220	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	− 20	− 20	—	—	—
28	—	+ 1167	+ 1 167	+ 3200	− 907	− 886	− 57	+ 522	+ 472	+ 57	− 168	− 98	—	− 1188	− 1188	+ 15 164	+ 901	+ 856
29	—	− 1070	− 1 070	+ 3080	+ 882	+ 848	+ 57	− 522	− 472	− 57	+ 168	+ 98	—	+ 1073	+ 1073	+ 19	− 864	+ 2275
30	—	− 79	− 79	+ 3099	− 40	+ 15 220	—	—	—	—	—	—	—	+ 100	+ 100	—	− 20	− 20
31	—	− 830	− 830	—	+ 752	+ 752	+ 3197	− 502	− 472	− 57	+ 168	+ 98	—	+ 832	+ 832	—	− 820	− 820
32	—	+ 725	+ 725	—	− 668	− 668	+ 3083	+ 483	+ 452	+ 57	− 168	− 98	—	− 724	− 724	—	+ 686	+ 686
33	—	+ 107	+ 107	—	− 73	− 73	+ 3106	+ 31	+ 20 550	—	—	—	—	− 107	− 107	—	+ 88	+ 88
34	—	+ 432	+ 432	—	− 432	− 432	—	+ 353	+ 330	+ 7 427	− 139	− 98	—	− 432	− 432	—	+ 432	+ 432
35	—	− 309	− 309	—	+ 309	+ 309	—	− 252	− 229	+ 7 313	+ 110	+ 69	—	+ 309	+ 309	—	− 309	− 309
36	—	− 126	− 126	—	+ 107	+ 107	—	− 92	− 92	+ 7 336	+ 41	+ 20 550	—	+ 126	+ 126	—	− 126	− 126

Tafel 4. Berechnung der Stabkräfte für die symmetrischen Belastungsfälle. $S^{(69)} = S_0^{(72)} - S_I\,\delta_I$.

Stab	Belastungsfall 5 $\delta_I = +2{,}1686$			Belastungsfall 4a $\delta_I = -1{,}0262$			Stab	Belastungsfall 3a $\delta_I = +0{,}0783$			Belastungsfall 2a $\delta_I = +0{,}0701$			Stab
	$S_0^{(72)}$	$-S_I\,\delta_I$	$S^{(69)}$ (kg)	$S_0^{(72)}$	$-S_I\,\delta_I$	$S^{(69)}$ (kg)		$S_0^{(72)}$	$-S_I\,\delta_I$	$S^{(69)}$ (kg)	$S_0^{(72)}$	$-S_I\,\delta_I$	$S^{(69)}$ (kg)	
a	+ 5,6	— 0,76	+ 4,8	+ 7,5	+ 0,36	+ 7,9	*a*	+ 3,6	— 0,03	+ 3,6	+ 7,1	— 0,02	+ 7,1	*a*
b	+ 477,8	— 11,58	+ 466,2	+ 528,7	+ 5,47	+ 534,2	*b*	+ 399,2	— 0,42	+ 398,8	+ 132,2	— 0,37	+ 128,8	*b*
c	+ 1023,7	+ 48,75	+ 1072,5	+ 908,5	— 23,07	+ 885,4	*c*	+ 648,0	+ 1,76	+ 649,8	+ 288,7	+ 1,58	+ 290,3	*c*
d	+ 1418,3	— 107,86	+ 1310,4	+ 1123,0	+ 51,04	+ 1174,0	*d*	+ 772,7	— 3,90	+ 768,8	+ 242,5	— 3,49	+ 239,0	*d*
e	— 4,5	— 0,80	— 5,3	— 2,2	+ 0,38	— 1,8	*e*	— 7,0	— 0,03	— 7,0	— 1,9	— 0,03	— 1,9	*e*
f	— 504,9	— 11,61	— 516,5	— 460,8	+ 5,50	— 455,3	*f*	— 565,9	— 0,42	— 566,3	— 370,8	— 0,38	— 371,2	*f*
g	— 964,2	+ 47,07	— 917,1	— 1067,4	— 22,28	— 1089,7	*g*	— 833,5	+ 1,70	— 831,8	— 204,9	+ 1,52	— 203,4	*g*
h	— 1524,2	— 132,08	— 1656,3	— 1354,8	+ 62,50	— 1292,3	*h*	— 709,2	— 4,77	— 714,0	— 253,1	— 4,27	— 257,4	*h*
i	+ 329,7	+ 0,25	+ 329,9	+ 334,8	— 0,12	+ 334,7	*i*	+ 321,8	+ 0,01	+ 321,8	+ 353,5	+ 0,01	+ 353,5	*i*
k	+ 366,8	+ 16,99	+ 383,8	+ 304,2	— 8,04	+ 296,2	*k*	+ 448,1	+ 0,61	+ 448,7	+ 190,8	+ 0,55	+ 191,3	*k*
l	+ 374,5	+ 18,90	+ 393,4	+ 302,5	— 8,94	+ 293,6	*l*	+ 469,5	+ 0,68	+ 490,2	+ 166,5	+ 0,61	+ 167,1	*l*
m	+ 312,8	— 67,84	+ 245,0	+ 454,0	+ 32,10	+ 486,1	*m*	+ 146,7	— 2,45	+ 144,3	— 65,9	— 2,19	— 68,1	*m*
n	+ 317,2	— 76,86	+ 240,3	+ 477,8	+ 36,37	+ 514,2	*n*	+ 133,0	— 2,78	+ 130,2	— 57,0	— 2,49	— 59,5	*n*
o	+ 387,7	+ 191,61	+ 579,3	+ 155,7	— 90,67	+ 65,0	*o*	— 48,0	+ 6,92	— 41,1	+ 5,9	+ 6,20	+ 12,1	*o*
p	+ 392,0	+ 201,95	+ 594,0	+ 152,3	— 95,56	+ 56,7	*p*	— 42,7	+ 7,30	— 35,4	+ 5,8	+ 6,53	+ 12,3	*p*
q	— 342,6	+ 0,43	— 342,2	— 339,8	— 0,21	— 340,0	*q*	— 353.2	+ 0,02	— 353,2	— 311,8	+ 0,01	— 311,8	*q*
r	— 334,3	+ 15,93	— 318,4	— 398,3	— 7,54	— 405,8	*r*	— 232,3	+ 0,58	— 231,7	+ 172,1	+ 0,51	+ 172,6	*r*
s	— 331,6	+ 16,46	— 315,1	— 399,3	— 7,79	— 407,1	*s*	— 222,4	+ 0,59	— 221,8	+ 162,9	+ 0,53	+ 163,4	*s*
t	— 399,4	— 65,59	— 465,0	— 244,0	+ 31,04	— 213,0	*t*	+ 125,7	— 2,37	+ 123,3	— 60,5	— 2,12	— 62,6	*t*
u	— 400,3	— 67,61	— 467,9	— 241,2	+ 31,99	— 209,2	*u*	+ 123,4	— 2,44	+ 121,0	— 59,8	— 2,18	— 62,0	*u*
v	— 242,0	+ 172,95	— 69,0	+ 175,5	— 81,84	+ 93,7	*v*	— 46,6	+ 6,24	— 40,4	+ 9,2	+ 5,58	+ 14,7	*v*
w	— 240,2	+ 176,84	— 63,4	+ 173,2	— 83,68	+ 89,5	*w*	— 45,9	+ 6,39	— 39,5	+ 9,4	+ 5,72	+ 15,1	*w*
x	— 488,7	— 3,90	— 492,6	— 472,1	+ 1,84	— 470,3	*x*	— 516,9	— 0,14	— 517,0	— 432,1	— 0,13	— 432,2	*x*
y	— 10,3	— 3,28	— 13,6	+ 2,6	+ 1,55	+ 4,1	*y*	— 27,8	— 0,12	— 27,9	+ 20,6	— 0,11	+ 20,5	*y*
z	+ 371,1	— 371,10	—	— 175,6	+ 175,60	—	*z*	+ 13,4	— 13,40	—	+ 12,0	— 12,00	—	*z*

die in Tafel 2 mitgeteilten Zahlen. Die wirkliche Verschiebung δ_I, die nach Beseitigung des Pfostens auftritt, ergibt sich nun aus der Elastizitätsgleichung

$$S_{II}\,\delta_I = S_{I_0}^{(72)}$$

worin $S_{I_0}^{(72)}$ die Stabkräfte Z des 72fach statisch unbestimmten Systems sind, das in diesem Fall als Grundsystem gilt.

$$\delta_I = \frac{S_{I_0}^{(72)}}{S_{II}}$$

worin

$$S_{11} = Z_1 = +171{,}123\,50.$$

Es ergeben sich auf diese Weise für die vier symmetrischen Belastungsfälle die folgenden Werte

Bel.-F.	S_{I_0} (kg)	δ_I
5	+ 371,1	+ 2,1686
4a	— 175,6	— 1,0262
3a	+ 13,4	+ 0,0783
2a	+ 12,0	+ 0,0701

$+6\,l_c^2 \int N_i N_k\, ds \cdot \frac{F_c}{F}$ **bei symmetrischer Belastung.**

X_{19}	X_{20}	X_{21}	X_{22}	X_{23}	X_{24}	X_{25}	X_{26}	X_{27}	X_{28}	X_{29}	X_{30}	X_{31}	X_{32}	X_{33}	X_{34}	X_{35}	X_{36}	
—	—	—	—	—	—	— 2 490	— 2 511	— 2 530	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1
+ 50	— 495	— 443	— 68	+ 140	+ 85	+ 1 278	+ 1 278	— 20	+ 1 157	— 1 070	— 79	— 830	+ 725	+ 107	+ 432	— 309	— 126	2
+ 50	— 495	— 443	— 68	+ 140	+ 85	+ 1 236	+ 1 236	+ 15 220	+ 1 167	— 1 070	— 79	— 830	+ 725	+ 107	+ 432	— 309	— 126	3
—	—	—	—	—	—	+ 60	+ 60	—	+ 3 200	+ 3 080	+ 3 099	—	—	—	—	—	—	4
— 50	+ 466	+ 432	+ 68	— 140	— 85	— 946	— 946	—	— 907	+ 882	— 40	+ 752	— 668	— 73	— 432	+ 309	+ 107	5
— 50	+ 446	+ 432	+ 68	— 140	— 85	— 886	— 886	—	— 886	+ 848	+ 15 220	+ 752	— 668	— 73	— 432	+ 309	+ 107	6
—	+ 22	+ 22	—	—	—	— 57	— 57	—	— 57	+ 57	—	+ 3 197	+ 3 083	+ 3 106	—	—	—	7
+ 19	— 308	— 308	— 68	+ 95	+ 62	+ 522	+ 522	—	+ 522	— 522	—	— 502	+ 483	+ 31	+ 353	— 252	— 92	8
+ 19	— 308	— 308	— 68	+ 95	+ 62	+ 472	+ 472	—	+ 472	— 472	—	— 472	+ 452	+ 20 550	+ 320	— 229	— 92	9
—	— 57	— 57	—	+ 22	+ 22	+ 57	+ 57	—	+ 57	— 57	—	— 57	+ 57	—	+ 7 427	+ 7 313	+ 7 336	10
—	+ 110	+ 110	+ 29	— 20	— 20	— 168	— 168	—	— 168	+ 168	—	+ 168	— 168	—	— 139	+ 110	+ 41	11
—	+ 69	+ 69	+ 29	— 20	— 20	— 98	— 98	—	— 98	+ 98	—	+ 98	— 98	—	— 98	+ 69	+ 20 550	12
—	—	—	—	—	—	+ 2 505	— 34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13
— 50	— 495	+ 443	+ 68	— 140	— 85	— 1 233	— 1 250	— 20	— 1 188	+ 1 073	+ 100	+ 832	— 724	— 107	— 432	+ 309	+ 126	14
— 50	— 495	+ 443	+ 68	— 140	— 85	— 1 268	+ 602	— 20	— 1 188	+ 1 073	+ 100	+ 832	— 724	— 107	— 432	+ 309	+ 126	15
—	—	—	—	—	—	— 56	— 56	—	+ 15 164	+ 19	—	—	—	—	—	—	—	16
— 775	— 105	— 454	— 68	+ 140	+ 85	+ 923	+ 923	—	+ 901	— 864	— 20	— 820	+ 686	+ 88	+ 432	— 309	— 126	17
— 775	— 105	— 454	— 68	+ 140	+ 85	+ 865	+ 865	—	+ 865	+ 2 275	— 20	— 820	+ 686	+ 88	+ 432	— 309	— 126	18
+ **41 925**	— 406	—	—	—	—	— 50	— 50	—	— 50	+ 50	—	+ 20 600	+ 20	—	—	—	—	19
— 406	+ **1793**	+ 962	— 538	+ 151	— 105	— 495	— 495	—	— 495	+ 495	—	+ 488	— 453	— 22	— 311	+ 251	+ 97	20
—	+ 962	+ **7242**	— 538	+ 151	— 105	— 443	— 443	—	— 443	+ 443	—	+ 443	+ 2 697	— 22	— 311	+ 251	+ 97	21
—	— 538	— 538	+ **41 706**	— 291	—	— 68	— 68	—	— 68	+ 68	—	+ 68	— 68	—	+ 20 482	+ 29	—	22
—	+ 151	+ 151	— 291	+ **642**	+ 42	+ 140	+ 140	—	+ 140	— 140	—	— 140	+ 140	—	+ 117	— 85	— 22	23
—	— 105	— 105	—	+ 42	+ **14 782**	+ 85	+ 85	—	+ 85	— 85	—	— 85	+ 85	—	+ 85	+ 7 285	— 22	24
— 50	— 495	— 443	— 68	+ 140	+ 85	+ **11 848**	+ 6 595	+ 5 240	+ 1 224	— 1 111	— 120	— 832	+ 724	+ 107	+ 432	— 309	— 126	25
— 50	— 495	— 443	— 68	+ 140	+ 85	+ 6 595	+ **10 319**	+ 5 220	+ 1 224	— 1 111	— 120	— 832	+ 724	+ 107	+ 432	— 309	— 126	26
—	—	—	—	—	—	+ 5 240	+ 5 220	+ **35 661**	—	—	—	—	—	—	—	—	—	27
— 50	— 495	— 443	— 68	+ 140	+ 85	+ 1 224	+ 1 224	—	+ **37 906**	+ 5 188	+ 6 180	— 832	+ 724	+ 107	+ 432	— 309	— 126	28
+ 50	+ 495	+ 443	+ 68	— 140	— 85	— 1 111	— 1 111	—	+ 5 188	+ **13 633**	+ 6 380	+ 832	— 724	— 107	— 432	+ 309	+ 126	29
—	—	—	—	—	—	— 120	— 120	—	+ 6 180	+ 6 380	+ **36 801**	—	—	—	—	—	—	30
+ 20 600	+ 488	+ 443	+ 68	— 140	— 85	— 832	— 832	—	— 832	+ 832	—	+ **48 170**	+ 5 575	+ 6 192	— 432	+ 309	+ 126	31
+ 20	— 453	+ 2697	— 68	+ 140	+ 85	+ 724	+ 724	—	+ 724	— 724	—	+ 5 575	+ **13 246**	+ 6 367	+ 432	— 309	— 126	32
—	— 22	— 22	—	—	—	+ 107	+ 107	—	+ 107	— 107	—	+ 6 192	+ 6 367	+ **47 445**	—	—	—	33
—	— 311	— 311	+ 20 482	+ 117	+ 85	+ 432	+ 432	—	+ 432	— 432	—	— 432	+ 432	—	+ **56 221**	+ 14 460	+ 14 643	34
—	+ 251	+ 251	+ 29	— 85	+ 7 285	— 309	— 309	—	— 309	+ 309	—	+ 309	— 309	—	+ 14 460	+ **29 731**	+ 14 833	35
—	+ 97	+ 97	—	— 22	— 22	— 126	— 126	—	— 126	+ 126	—	+ 126	— 126	—	+ 14 643	+ 14 833	+ **55 915**	36

Tafel 5. Tafel der Werte $6\,E\,J_c\,\delta_{ik} = 6\int M_i\,M_k\,ds \cdot \frac{J_c}{J}$

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}	X_{13}	X_{14}	X_{15}	X_{16}	X_{17}	X_{18}
1	+ **5883**	+ 236	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	− 40	—	—	—	—
2	+ 236	+ **2882**	+ 2 258	− 1138	− 192	− 718	− 57	+ 442	+ 392	+ 57	− 128	− 58	− 40	− 992	− 1010	− 56	+ 805	+ 785
3	—	+ 2258	+ **32 698**	− 1138	− 192	− 718	− 57	+ 442	+ 392	+ 57	− 128	− 58	− 40	− 1012	− 1030	− 56	+ 805	+ 785
4	—	− 1138	− 1 138	+ **7478**	− 594	—	—	—	—	—	—	—	—	− 60	− 60	—	+ 20	+ 20
5	—	− 192	− 192	− 594	+ **2700**	+ 1 502	− 772	− 36	− 392	− 57	+ 128	+ 58	—	+ 794	+ 794	+ 19	− 668	− 668
6	—	− 718	− 718	—	+ 1502	+ **31 942**	− 772	− 36	− 392	− 57	+ 128	+ 58	—	+ 753	+ 753	+ 19	− 668	− 668
7	—	− 57	− 57	—	− 772	− 772	+ **7108**	− 406	—	—	—	—	—	+ 57	+ 57	—	− 57	− 57
8	—	+ 442	+ 442	—	− 36	− 36	− 406	+ **1947**	+ 1 122	− 772	+ 278	− 58	—	− 442	− 442	—	+ 384	+ 384
9	—	+ 392	+ 392	—	− 392	− 392	—	+ 1122	+ **42 222**	− 772	+ 278	− 58	—	− 392	− 392	—	+ 372	+ 372
10	—	+ 57	+ 57	—	− 57	− 57	—	− 772	− 772	+ **15 568**	− 406	—	—	− 57	− 57	—	+ 57	+ 57
11	—	− 128	− 128	—	+ 128	+ 128	—	+ 278	+ 278	− 406	+ **30 624**	+ 29 789	—	+ 128	+ 128	—	− 128	− 128
12	—	− 58	− 58	—	+ 58	+ 58	—	− 58	− 58	—	+ 29 789	+ **70 889**	—	+ 58	+ 58	—	− 58	− 58
13	—	− 40	− 40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	+ **5778**	+ 194	—	—	—	—
14	− 40	− 992	− 1 012	− 60	+ 794	+ 753	+ 57	− 443	− 392	− 57	+ 128	+ 58	+ 194	+ **2620**	+ 2091	− 968	− 327	− 771
15	—	− 1010	− 1 030	− 60	+ 794	+ 753	+ 57	− 443	− 392	− 57	+ 128	+ 58	—	+ 2091	+ **3468**	− 968	− 327	− 771
16	—	− 56	− 56	—	+ 19	+ 19	—	—	—	—	—	—	—	− 968	− 968	+ **15 741**	− 502	—
17	—	+ 805	+ 805	+ 20	− 668	− 668	− 57	+ 384	+ 372	+ 57	− 128	− 58	—	− 327	− 327	− 502	+ **2546**	+ 1522
18	—	+ 785	+ 785	+ 20	− 668	− 668	− 57	+ 384	+ 372	+ 57	− 128	− 58	—	− 771	− 771	—	+ 1522	+ **7802**
19	—	+ 50	+ 50	—	− 50	− 50	—	+ 19	+ 19	—	—	—	—	− 50	− 50	—	− 775	− 775
20	—	− 415	− 415	—	+ 386	+ 386	+ 22	− 228	− 228	− 57	+ 70	+ 29	—	+ 415	+ 415	—	− 25	− 25
21	—	− 363	− 363	—	+ 352	+ 352	+ 22	− 228	− 228	− 57	+ 70	+ 29	—	+ 363	+ 363	—	− 374	− 374
22	—	− 68	− 68	—	+ 68	+ 68	—	− 68	− 68	—	+ 29	+ 29	—	+ 68	+ 68	—	− 68	− 68
23	—	+ 100	+ 100	—	− 100	− 100	—	+ 55	+ 55	+ 22	− 14 880	− 14 880	—	− 100	− 100	—	+ 100	+ 100
24	—	+ 45	+ 45	—	− 45	− 45	—	+ 22	+ 22	+ 22	− 14 880	− 14 880	—	− 45	− 45	—	+ 45	+ 45
25	− 2490	+ 1198	+ 1 156	+ 60	− 866	− 806	− 57	+ 442	+ 392	+ 57	− 128	− 58	+ 2505	− 1153	− 1188	− 56	+ 843	+ 785
26	− 2511	+ 1198	+ 1 156	+ 60	− 866	− 806	− 57	+ 442	+ 392	+ 57	− 128	− 58	− 34	− 1170	+ 682	− 56	+ 843	+ 785
27	− 2530	− 20	+ 15 220	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	− 20	− 20	—	—	—
28	—	+ 1087	+ 1 087	+ 3200	− 827	− 806	− 57	+ 442	+ 392	+ 57	− 128	− 58	—	− 1108	− 1108	+ 15 164	+ 821	+ 785
29	—	− 990	− 990	+ 3080	+ 802	+ 768	+ 57	− 442	− 392	− 57	+ 128	+ 58	—	+ 993	+ 993	− 19	− 784	+ 2355
30	—	− 79	− 79	+ 3099	− 40	+ 15 220	—	—	—	—	—	—	—	+ 100	+ 100	—	− 20	− 20
31	—	− 750	− 750	—	+ 672	+ 672	+ 3197	− 422	− 392	− 57	+ 128	+ 58	—	+ 752	+ 752	—	− 740	− 740
32	—	+ 645	+ 645	—	− 588	− 588	+ 3083	+ 403	+ 372	+ 57	− 128	− 58	—	+ 644	+ 644	—	+ 606	+ 606
33	—	+ 107	+ 107	—	− 73	− 73	+ 3106	+ 31	+ 20 550	—	—	—	—	− 107	− 107	—	+ 88	+ 88
34	—	+ 352	+ 352	—	− 352	− 352	—	+ 273	+ 250	+ 7 427	− 99	− 58	—	− 352	− 352	—	+ 352	+ 352
35	—	− 229	− 229	—	+ 229	+ 229	—	− 172	− 149	+ 7 313	+ 70	+ 29	—	+ 229	+ 229	—	− 229	− 229
36	—	− 126	− 126	—	+ 107	+ 107	—	− 92	− 92	+ 7 336	+ 41	+ 20 550	—	+ 126	+ 126	—	− 126	− 126

Nun erhält man jede Größe $S^{(69)}$ am System ohne Mittelpfosten aus

$$S^{(69)} = S^{(72)} - S_I\,\delta_I.$$

Die Ergebnisse dieser Rechnung finden sich in Tafel 4.

b) Die antisymmetrischen Belastungsfälle.

Bei antisymmetrischer Belastung entstehen im Mittelpfosten nur Momente und Querkräfte. In der folgenden Untersuchung wird mit δ_{II} eine Verdrehung der Querschnitte in Pfostenmitte und mit δ_{III} eine Querverschiebung der Querschnitte in Pfostenmitte bezeichnet. Die Belastungsglieder für die Zustände $\delta_{II} = -1$ und $\delta_{III} = -1$ ergeben sich wieder aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Mit Ausnahme derjenigen Zustände $X_i = +1$, deren Momentenflächen sich über den Mittelpfosten erstrecken, verschwinden alle Belastungsglieder. Es entstehen daher nur Werte K_{11}, K_{12}, K_{23}, K_{24}.

Zustand $\delta_{II} = -1$:

$$K_{11} = K_{12} = 1\,\psi_z \cdot 6\,E J_c = 1\left(-\frac{1}{2}\right)6\,E J_c = -3\,E J_c$$

$$K_{23} = K_{24} = 1\,\psi_z \cdot 6\,E J_c = 1\left(+\frac{1}{2}\right)6\,E J_c = +3\,E J_c.$$

Zustand $\delta_{III} = -1$:

$$K_{11} = K_{12} = 1\,\psi_z \cdot 6\,E J_c = +1\,\frac{1}{z} \cdot 6\,E J_c = +\frac{3}{200}\,E J_c$$

$$K_{23} = K_{24} = 1\,\psi_z \cdot 6\,E J_c = +1\,\frac{1}{z} \cdot 6\,E J_c = +\frac{3}{200}\,E J_c.$$

Die Auflösung der 36 Elastizitätsgleichungen für antisymmetrische Belastung (Tafel 5) liefert die Stabendmomente in Tafel 6. Hieraus finden sich genau wie unter a) die Stabkräfte in Tafel 7.

Die wirklichen Verschiebungen δ_{II} und δ_{III}, die sich bei Beseitigung des Mittelpfostens einstellen, ergeben sich nunmehr aus den beiden Elastizitätsgleichungen

$$S_{II\,II}\,\delta_{II} + S_{II\,III}\,\delta_{III} = S_{II_0}$$

$$S_{III\,II}\,\delta_{II} + S_{III\,III}\,\delta_{III} = S_{III_0}$$

Tafel 6.

	Stabendmomente X_{II}	Stabendmomente X_{III}
1	— 29,956	+ 0,2377
2	— 996,309	— 1,5051
3	— 45,227	— 0,0007
4	— 111,188	+ 0,6035
5	+ 902,953	+ 7,9853
6	+ 42,618	+ 0,2941
7	+ 328,048	— 3,1372
8	+ 2814,262	— 54,5229
9	+ 64,719	— 1,1617
10	— 394,643	+ 6,4456
11	— 18775,364	+ 276,1150
12	— 507,402	+ 6,1768
13	— 58,739	+ 0,1474
14	+ 753,145	— 2,4567
15	+ 644,167	— 1,9509
16	+ 175,807	— 0,1702
17	— 944,692	+ 9,3272
18	— 211,537	+ 1,6076
19	— 90,542	— 0,1155
20	— 1915,324	— 44,3970
21	— 125,334	— 6,5256
22	+ 162,353	+ 0,6539
23	+ 18754,494	+ 271,4789
24	+ 787,644	+ 12,1091
25	+ 55,984	— 0,2380
26	— 282,089	+ 0,7518
27	+ 50,239	— 0,0608
28	— 130,375	+ 0,1885
29	+ 273,911	— 0,7543
30	— 40,303	— 0,0509
31	+ 107,278	— 0,1643
32	— 309,025	+ 2,5580
33	— 14,421	+ 0,3813
34	— 99,218	+ 0,6421
35	— 151,391	— 3,9363
36	+ 322,391	— 2,3173

Tafel 7.

Stab	Stabkräfte S_{II}	Stabkräfte S_{III}
a	— 0,381 335	+ 0,000 306
b	— 15,076 018	+ 0,007 356
c	+ 19,429 352	+ 0,057 179
d	+ 34,064 735	— 0,475 613
e	— 0,573 615	+ 0,001 927
f	— 13,284 608	+ 0,030 745
g	+ 18,939 058	— 0,119 257
h	+ 37,544 102	+ 0,577 837
i	— 3,050 755	+ 0,024 069
k	+ 18,962 539	— 0,063 119
l	+ 22,358 779	— 0,077 116
m	— 26,829 156	+ 0,236 415
n	— 30,161 252	+ 0,290 594
o	— 51,056 052	— 1,194 137
p	— 52,025 340	— 1,298 034
q	— 1,205 733	— 0,014 077
r	+ 18,383 042	+ 0,016 150
s	+ 19,758 724	+ 0,016 102
t	— 24,049 707	— 0,170 860
u	— 24,469 302	— 0,176 142
v	— 53,489 172	+ 1,096 699
w	— 55,498 132	+ 1,126 772
x	— 4,831 765	— 0,008 714
y	— 4,059 420	+ 0,013 020
z	—	—

$+ 6\, i_c^2 \int N_i\, N_k\, ds \cdot \frac{F_c}{F}$ **bei antisymmetrischer Belastung.**

X_{19}	X_{20}	X_{21}	X_{22}	X_{23}	X_{24}	X_{25}	X_{26}	X_{27}	X_{28}	X_{29}	X_{30}	X_{31}	X_{32}	X_{33}	X_{34}	X_{35}	X_{36}	
—	—	—	—	—	—	− 2 490	− 2 511	− 2 530	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1
+ 50	− 415	− 363	− 68	+ 100	+ 45	+ 1 198	+ 1 198	− 20	+ 1 087	− 990	− 79	− 750	+ 645	+ 107	+ 352	− 229	− 126	2
+ 50	− 415	− 363	− 68	+ 100	+ 45	+ 1 156	+ 1 156	+ 15 220	+ 1 087	− 990	− 79	− 750	+ 645	+ 107	+ 352	− 229	− 126	3
—	—	—	—	—	—	+ 60	+ 60	—	+ 3 200	+ 3 080	+ 3 099	—	—	—	—	—	—	4
− 50	+ 386	+ 352	+ 68	− 100	− 45	− 866	− 866	—	− 827	+ 802	− 40	+ 672	− 588	− 73	− 352	+ 229	+ 107	5
− 50	+ 386	+ 352	+ 68	− 100	− 45	− 806	− 806	—	− 806	+ 768	+ 15 220	+ 672	− 588	− 73	− 352	+ 229	+ 107	6
—	+ 22	+ 22	—	—	—	− 57	− 57	—	− 57	+ 57	—	+ 3 197	+ 3 083	+ 3 106	—	—	—	7
+ 19	− 228	− 228	− 68	+ 55	+ 22	+ 442	+ 442	—	+ 442	− 442	—	− 422	+ 403	+ 31	+ 273	− 172	− 92	8
+ 19	− 228	− 228	− 68	+ 55	+ 22	+ 392	+ 392	—	+ 392	− 392	—	− 392	+ 372	+ 20 550	+ 250	− 149	− 92	9
—	− 57	− 57	—	+ 22	+ 22	+ 57	+ 57	—	+ 57	− 57	—	− 57	+ 57	—	+ 7 427	+ 7 313	+ 7 336	10
—	+ 70	+ 70	+ 29	− 14 880	− 14 880	− 128	− 128	—	− 128	+ 128	—	+ 128	− 128	—	− 99	+ 70	+ 41	11
—	+ 29	+ 29	+ 29	− 14 880	− 14 880	− 58	− 58	—	− 58	+ 58	—	+ 58	− 58	—	− 58	+ 29	+ 20 550	12
—	—	—	—	—	—	+ 2 505	− 34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13
− 50	+ 415	+ 363	+ 68	− 100	− 45	− 1 153	− 1 170	− 20	− 1 108	+ 993	+ 100	+ 752	− 644	− 107	− 352	+ 229	+ 126	14
− 50	+ 415	+ 363	+ 68	− 100	− 45	− 1 188	+ 682	− 20	− 1 108	+ 993	+ 100	+ 752	− 644	− 107	− 352	+ 229	+ 126	15
—	—	—	—	—	—	− 56	− 56	—	+ 15 164	+ 19	—	—	—	—	—	—	—	16
− 775	− 25	− 374	− 68	+ 100	+ 45	+ 843	+ 843	—	+ 821	− 784	− 20	− 740	+ 606	+ 88	+ 352	− 229	− 126	17
− 775	− 25	− 374	− 63	+ 100	+ 45	+ 785	+ 785	—	+ 785	+ 2 355	− 20	− 740	+ 606	+ 88	+ 352	− 229	− 126	18
+ **41 925**	− 406	—	—	—	—	− 50	− 50	—	− 50	+ 50	—	+ 20 600	+ 20	—	—	—	—	19
− 406	+ **1713**	+ 882	− 538	+ 191	− 45	− 415	− 415	—	− 415	+ 415	—	+ 408	− 373	− 22	− 231	+ 171	+ 97	20
—	+ 882	+ **7162**	− 538	+ 191	− 45	− 363	− 363	—	− 363	+ 363	—	+ 363	+ 2 777	− 22	− 231	+ 171	+ 97	21
—	− 538	− 538	+ **41 706**	− 291	—	− 68	− 68	—	− 68	+ 68	—	+ 68	− 68	—	+ 20 482	+ 29	—	22
—	+ 191	+ 191	− 291	+ **30 382**	+ 29 782	+ 100	+ 100	—	+ 100	− 100	—	− 100	+ 100	—	+ 77	− 45	− 22	23
—	− 45	− 45	—	+ 29 782	+ **44 522**	+ 45	+ 45	—	+ 45	− 45	—	− 45	+ 45	—	+ 45	+ 7 325	− 22	24
− 50	− 415	− 363	− 68	+ 100	+ 45	+ **11 768**	+ 6 515	+ 5 240	+ 1 144	− 1 031	− 120	− 752	+ 644	+ 107	+ 352	− 229	− 126	25
− 50	− 415	− 363	− 68	+ 100	+ 45	+ 6 515	+ **10 239**	+ 5 220	+ 1 144	− 1 031	− 120	− 752	+ 644	+ 107	+ 352	− 229	− 126	26
—	—	—	—	—	—	+ 5 240	+ 5 220	+ **35 661**	—	—	—	—	—	—	—	—	—	27
− 50	− 415	− 363	− 68	+ 100	+ 45	+ 1 144	+ 1 144	—	+ **37 826**	+ 5 268	+ 6 180	− 752	+ 644	+ 107	+ 352	− 229	− 126	28
+ 50	+ 415	+ 363	+ 68	− 100	− 45	− 1 031	− 1 031	—	+ 5 268	+ **13 533**	+ 6 380	+ 752	− 644	− 107	− 352	+ 229	+ 126	29
—	—	—	—	—	—	− 120	− 120	—	+ 6 180	+ 6 380	+ **36 801**	—	—	—	—	—	—	30
+ 20 600	+ 408	+ 363	+ 68	− 100	− 45	− 752	− 752	—	− 752	+ 752	—	+ **48 090**	+ 5 655	+ 6 192	− 352	+ 229	+ 126	31
+ 20	− 373	+ 2777	− 68	+ 100	+ 45	+ 644	+ 644	—	+ 644	− 644	—	+ 5 655	+ **13 166**	+ 6 367	+ 352	− 229	− 126	32
—	− 22	− 22	—	—	—	+ 107	+ 107	—	+ 107	− 107	—	+ 6 192	+ 6 367	+ **47 445**	—	—	—	33
—	− 231	− 231	+ 20 482	+ 77	+ 45	+ 352	+ 352	—	+ 352	− 352	—	− 352	+ 352	—	+ **56 141**	+ 14 540	+ 14 643	34
—	+ 171	+ 171	+ 29	− 45	+ 7 325	− 229	− 229	—	− 229	+ 229	—	+ 229	− 229	—	+ 14 540	+ **29 651**	+ 14 833	35
—	+ 97	+ 97	—	− 22	− 22	− 126	− 126	—	− 126	+ 126	—	+ 126	− 126	—	+ 14 643	+ 14 833	+ **55 915**	36

Hierin sind die S wiederum die Vorzahlen, die auf Grund der vorhergehenden Rechnung bekannt sind. Es bedeutet z. B. $S_{\mathrm{III\,II}}$ das Moment in der Mitte des Pfostens, das bei einer Verschiebung $\delta_{\mathrm{III}} = -1$ entsteht. Mit den Zahlenwerten

$$S_{\mathrm{II\,II}} = -38\,824{,}9$$
$$S_{\mathrm{II\,III}} = S_{\mathrm{III\,II}} = -1{,}2966$$
$$S_{\mathrm{III\,III}} = -2{,}8294$$

Bel.-Fall	2b	3b	4b
S_{II_0} . . . . =	$-53{,}101$	$+107{,}745$	$-221{,}947$
S_{III_0} . . . . =	$+0{,}493\,495$	$+1{,}208\,755$	$+2{,}974\,135$

ergeben sich die Verschiebungen zu

$$\delta_{\mathrm{II}} = 10^{-3}\left(0{,}011\,803\, S_{\mathrm{III}_0} - 0{,}025\,756\, S_{\mathrm{II}_0}\right)$$
$$\delta_{\mathrm{III}} = 10^{-3}\left(0{,}011\,803\, S_{\mathrm{II}_0} - 353{,}426\,451\, S_{\mathrm{III}_0}\right).$$

Tafel 8. Berechnung der Stabkräfte für die antisymmetrischen Belastungsfälle. $S^{(69)} = S_0^{(72)} - S_{\mathrm{II}} \cdot \delta_{\mathrm{II}} - S_{\mathrm{III}} \cdot \delta_{\mathrm{III}}$.

Stab	Belastungsfall 4b $\delta_{\mathrm{II}} = +10^{-3} \cdot 5{,}752;\ \delta_{\mathrm{III}} = -1{,}0538$				Belastungsfall 3b $\delta_{\mathrm{II}} = -10^{-3} \cdot 2{,}761;\ \delta_{\mathrm{III}} = -0{,}4259$				Belastungsfall 2b $\delta_{\mathrm{II}} = +10^{-3} \cdot 1{,}373;\ \delta_{\mathrm{III}} = -0{,}1750$				Stab
	$S_0^{(72)}$	$-S_{\mathrm{II}} \cdot \delta_{\mathrm{II}}$	$-S_{\mathrm{III}} \cdot \delta_{\mathrm{III}}$	$S^{(69)}$ (kg)	$S_0^{(72)}$	$-S_{\mathrm{II}} \cdot \delta_{\mathrm{II}}$	$-S_{\mathrm{III}} \cdot \delta_{\mathrm{III}}$	$S^{(69)}$ (kg)	$S_0^{(72)}$	$-S_{\mathrm{II}} \cdot \delta_{\mathrm{II}}$	$-S_{\mathrm{III}} \cdot \delta_{\mathrm{III}}$	$S^{(69)}$ (kg)	
a	+ 2,0	0,00	0,00	+ 2,0	+ 15,5	0,00	0,00	+ 15,5	− 23,1	0,00	0,00	− 23,1	*a*
b	+ 182,2	+ 0,09	+ 0,01	+ 182,3	+ 193,2	− 0,04	0,00	+ 193,2	+ 58,6	+ 0,02	0,00	+ 58,6	*b*
c	+ 178,5	− 0,11	+ 0,06	+ 178,4	+ 220,6	+ 0,05	+ 0,02	+ 220,7	+ 145,3	− 0,03	+ 0,01	+ 145,3	*c*
d	+ 68,5	− 0,20	− 0,50	+ 67,8	+ 153,7	+ 0,10	− 0,20	+ 153,6	+ 29,7	− 0,04	− 0,06	+ 29,6	*d*
e	− 1,1	0,00	0,00	− 1,1	+ 13,8	0,00	0,00	+ 13,8	− 41,1	0,00	0,00	− 41,1	*e*
f	− 104,6	+ 0,08	+ 0,03	− 104,5	− 353,6	− 0,05	+ 0,01	− 353,6	− 293,8	+ 0,02	0,00	− 293,8	*f*
g	− 366,7	− 0,11	− 0,13	− 366,9	− 414,7	+ 0,04	− 0,05	− 414,7	− 63,6	− 0,03	− 0,01	− 63,6	*g*
h	− 274,9	− 0,22	+ 0,61	− 274,5	− 54,4	+ 0,11	+ 0,25	− 54,0	− 43,3	− 0,05	+ 0,07	− 43,3	*h*
i	+ 97,3	+ 0,02	+ 0,03	+ 97,4	+ 170,8	− 0,01	+ 0,01	+ 170,8	+ 310,5	0,00	0,00	+ 310,5	*i*
k	+ 49,9	− 0,11	− 0,07	+ 49,7	+ 297,9	+ 0,05	− 0,03	+ 297,9	+ 142,8	− 0,03	− 0,01	+ 142,8	*k*
l	+ 44,5	− 0,13	− 0,08	+ 44,3	+ 317,9	+ 0,06	− 0,03	+ 317,9	+ 120,0	− 0,03	− 0,01	+ 120,0	*l*
m	+ 212,7	+ 0,15	+ 0,25	+ 213,1	− 9,2	− 0,07	+ 0,10	− 9,2	− 113,8	+ 0,04	+ 0,03	− 113,7	*m*
n	+ 226,2	+ 0,17	+ 0,31	+ 226,7	− 15,7	− 0,08	+ 0,12	− 15,7	− 103,9	+ 0,04	+ 0,03	− 103,8	*n*
o	− 85,7	+ 0,29	− 1,26	− 86,7	− 220,1	− 0,14	− 0,51	− 220,7	− 40,2	+ 0,07	− 0,14	− 40,3	*o*
p	− 93,2	+ 0,30	− 1,37	− 94,3	− 217,2	− 0,14	− 0,55	− 217,9	− 41,3	+ 0,07	− 0,15	− 41,4	*p*
q	− 92,8	+ 0,01	− 0,01	− 92,8	− 220,0	0,00	− 0,01	− 220,0	− 221,9	0,00	0,00	− 221,9	*q*
r	− 157,3	− 0,11	+ 0,02	− 157,4	− 86,9	+ 0,05	+ 0,01	− 86,8	+ 211,5	− 0,03	0,00	+ 211,5	*r*
s	− 159,9	− 0,11	+ 0,02	− 160,0	− 78,2	+ 0,05	+ 0,01	− 78,1	+ 203,1	− 0,03	0,00	+ 203,1	*s*
t	+ 45,8	+ 0,14	− 0,18	+ 45,8	+ 286,0	− 0,07	− 0,07	+ 285,9	− 9,9	+ 0,03	− 0,02	− 9,9	*t*
u	+ 49,6	+ 0,14	− 0,19	+ 49,5	+ 283,6	− 0,07	− 0,07	+ 283,5	− 8,7	+ 0,03	− 0,02	− 8,7	*u*
v	+ 385,5	+ 0,31	+ 1,16	+ 387,0	+ 76,1	− 0,15	+ 0,47	+ 76,4	+ 61,0	+ 0,07	+ 0,13	+ 61,2	*v*
w	+ 384,6	+ 0,32	+ 1,19	+ 386,1	+ 76,4	− 0,15	+ 0,48	+ 76,7	+ 60,9	+ 0,08	+ 0,13	+ 61,1	*w*
x	− 123,5	+ 0,03	− 0,01	− 123,5	− 302,7	− 0,01	0,00	− 302,7	− 361,7	+ 0,01	0,00	− 361,7	*x*
y	+ 8,4	+ 0,02	+ 0,01	+ 8,4	− 24,6	− 0,01	+ 0,01	− 24,6	+ 17,8	+ 0,01	0,00	+ 17,8	*y*
z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	*z*

Bel.-Fall	2b	3b	4b
$10^3\,\delta_{II}$ . . =	+ 1,373 493	— 2,760 813	+ 5,751 571
δ_{III} . . =	— 0,175 041	— 0,425 934	— 1,053 758

Eine statische Größe $S^{(69)}$ ergibt sich nun wiederum aus

$$S^{(69)} = S^{(72)} - S_{II}\,\delta_{II} - S_{III}\,\delta_{III}.$$

Die Ergebnisse dieser Rechnung sind in Tafel 8 zusammengestellt.

Tafel 9. Zusammenstellung aller Stabkräfte.

Stab	Stabkräfte in kg bei Belastungsfall			
	5	4	3	2
a	+ 4,8	+ 9,9	+ 19,1	— 16,0
b	+ 466,2	+ 716,5	+ 592,0	+ 187,4
c	+ 1072,5	+ 1063,8	+ 870,5	+ 435,6
d	+ 1310,4	+ 1241,8	+ 922,4	+ 268,6
e	— 5,3	— 2,9	+ 6,8	— 43,0
f	— 516,5	— 559,8	— 919,9	— 665,0
g	— 917,1	— 1456,6	— 1246,5	— 267,0
h	— 1656,3	— 1566,8	— 768,0	— 300,7
i	+ 329,9	+ 432,1	+ 492,6	+ 664,0
k	+ 383,8	+ 345,9	+ 746,6	+ 334,1
l	+ 393,4	+ 337,9	+ 808,1	+ 287,1
m	+ 245,0	+ 699,2	+ 135,1	— 181,8
n	+ 240,3	+ 740,9	+ 114,5	— 163,3
o	+ 579,3	— 21,7	— 261,8	— 28,2
p	+ 594,0	— 37,6	— 253,3	— 29,1
q	— 342,2	— 432,8	— 573,2	— 533,7
r	— 318,4	— 563,2	— 318,5	+ 384,1
s	— 315,1	— 567,1	— 299,9	+ 366,5
t	— 465,0	— 168,2	+ 409,2	— 72,5

(Fortsetzung von Tafel 9.)

Stab	Stabkräfte in kg bei Belastungsfall			
	5	4	3	2
u	— 467,9	— 159,7	+ 404,5	— 70,7
v	— 69,0	+ 480,7	+ 36,0	+ 75,9
w	— 63,4	+ 475,6	+ 37,2	+ 76,2
x	— 492,6	— 593,8	— 819,7	— 793,9
y	— 13,6	+ 12,5	— 52,5	+ 38,3
$\bar{y}$	— 13,6	— 4,3	— 3,3	+ 2,7
$\bar{x}$	— 492,6	— 346,8	— 214,3	— 70,5
$\bar{w}$	— 63,4	— 296,6	— 116,2	— 46,0
$\bar{v}$	— 69,0	— 293,3	— 116,8	— 46,5
$\bar{u}$	— 467,9	— 258,7	— 162,5	— 53,3
$\bar{t}$	— 465,0	— 258,8	— 162,6	— 52,7
$\bar{s}$	— 315,1	— 247,1	— 143,7	— 39,7
$\bar{r}$	— 318,4	— 248,4	— 144,9	— 38,9
$\bar{q}$	— 342,2	— 247,2	— 133,2	— 89,9
$\bar{p}$	+ 594,0	+ 151,0	+ 182,5	+ 53,7
$\bar{o}$	+ 579,3	+ 151,7	+ 179,6	+ 52,4
$\bar{n}$	+ 240,3	+ 287,5	+ 145,9	+ 44,3
$\bar{m}$	+ 245,0	+ 273,0	+ 153,5	+ 45,6
$\bar{l}$	+ 393,4	+ 249,3	+ 172,3	— 47,1
$\bar{k}$	+ 383,8	+ 246,5	+ 150,8	— 48,5
$\bar{i}$	+ 329,9	+ 237,3	+ 151,0	+ 43,0
$\bar{h}$	— 1656,3	— 1017,8	— 660,0	— 214,1
$\bar{g}$	— 917,1	— 722,8	— 417,1	— 139,8
$\bar{f}$	— 516,5	— 350,8	— 212,7	— 77,4
$\bar{e}$	— 5,3	— 0,7	— 20,8	+ 39,2
$\bar{d}$	+ 1310,4	+ 1106,2	+ 615,2	+ 209,4
$\bar{c}$	+ 1072,5	+ 707,0	+ 429,1	+ 145,0
$\bar{b}$	+ 466,2	+ 351,9	+ 205,6	+ 70,2
$\bar{a}$	+ 4,8	+ 5,9	— 11,9	+ 30,2

Längen 1:500 Kräfte 1t = 2cm

Abb. 6.

Längen 1:500 Kräfte 1t = 2cm

Abb. 8.

Längen 1:500 Kräfte 1t = 2cm

Abb. 7.

c) Die Einflußlinien.

Tafel 9 enthält die Stabkräfte des Tragwerks ohne Mittelpfosten für Belastungsfall 5 sowie die Stabkräfte für die Fälle 4, 3 und 2, die aus

Abb. 9.

Zusammensetzung der symmetrischen und der antisymmetrischen Belastungsfälle gewonnen wurden. Hierdurch sind auch die Einflußlinien für die Stabkräfte zahlenmäßig festgelegt. In den Abb. 6 bis 9 sind sie aufgetragen. Die Einflußlinien des Tragwerks mit Mittelpfosten sind zum Vergleich gestrichelt eingezeichnet, wodurch der geringe Einfluß dieses Stabes veranschaulicht wird. In ähnlicher Weise sind auch die Einflußlinien für die Stabendmomente ermittelt worden. Sie werden zum Teil in den Abb. 10 bis 12 mitgeteilt.

Für die beiden Stäbe b und d werden in den Abb. 13 u. 14 die Einflußlinien für die Spannungen aufgetragen. Mit σ_G sind dort die Grundspannungen bezeichnet, also die aus den Normalkräften herrührenden Zug- und Druckspannungen, und mit σ die Gesamtspannungen, die sich durch Adition von Grundspannungen und von Nebenspannungen, den infolge der Stabverbiegungen entstehenden Biegungsspannungen, ergeben. Es ist also z. B. σ_{d_4} die Summe von Grund- und Nebenspannungen im Stabe d dicht am Knotenpunkt 4 im oberen oder unteren Rande. Mit den positiven Vorzeichen sind Zugspannungen bezeichnet. Auch die Spannungen im Stabe d, der in der Gurtung am nächsten dem weggelassenen Pfosten liegt, zeigen, daß der Einfluß dieses Stabes nur unbedeutend ist.

Die vorliegenden Rechnungen und ihre Ergebnisse, die wegen des beschränkten Raumes nur in diesem knappen Auszuge mitgeteilt werden können, zeigen, daß die praktische Bedeutung von sogenannten Stabilisierungsstäben nicht überschätzt werden darf, und daß es sehr falsch sein kann, wenn ein Brückensystem nur wegen der theoretischen Labilität als unbrauchbar erklärt wird. Sie sollen ferner darauf hinweisen, daß die Einziehung solcher Stäbe, wenn sie überhaupt vorgenommen wird, an zweckmäßigen Stellen geschehen muß, weil ihre Anordnung sonst fast zwecklos ist. Sie dürfen also bei einer langen Brücke nicht nur in der Mitte oder nur am Ende angeordnet werden, sondern müssen in ziemlich dichten Abständen vorhanden sein, wenn sie von praktischem Einfluß sein sollen.

Der hier an einem zweiteiligen Fachwerk zahlenmäßig geführte Beweis gilt in noch höherem Maße für mehrteilige Systeme, weil diese in ihrem ganzen statischen Verhalten, mag die Ausfachung stabil oder labil sein, noch mehr dem vollwandigen Träger entsprechen als die zweiteiligen.

Abb. 10 u. 11.

Abb. 12.

Abb. 13. Einflußlinien für die Spannungen im Stab b.

Abb. 14. Einflußlinien für die Spannungen im Stab d.

Abb. 10, 11 u. 12. Einflußlinien für Stabendmomente.

Stahlskelett eines Büro- und Lagerhauses.

Von Oberingenieur **Maushake**, Braunschweig.

Für den Deutschen Einkaufsverband ist in Braunschweig im Jahre 1929 ein Büro- und Lagerhaus erstellt worden. Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung wurde Herrn Architekt Haesler in Celle übergeben. Der tragende Teil des Bauwerks besteht aus einem Stahlskelett und ist von der Dampfkessel- und Gasometerfabrik vormals A. Wilke & Comp., Braunschweig, geliefert. Das für den fünfgeschossigen Aufbau erworbene Grundstück liegt an der Bahnhof-Ekbertstraße, ganz in der Nähe der Eisenbahn-Einmündungsgleise zum Braunschweiger Hauptbahnhof. Ohne besondere Mühe sind daher die Waggons mit den ein- und ausgehenden Waren über eine Drehscheibe umzusetzen. Das Verladegleis befindet sich an der Südfront des Grundstücks. Ein großer Vorteil besteht auch darin, daß die gewählte Stelle innerhalb des Stadtgebietes liegt. Dadurch ist eine schnelle Lieferung in die Stadt und nähere Umgebung möglich. Nach dem Entwurf des Herrn Architekten Haesler ist geplant, drei gleiche Lagerhäuser nebeneinander zu errichten. Die zu bebauende Fläche ist etwa 104 m lang und 27,6 m breit.

Bei Wahl der Gebäudetiefe von 24,2 m wurde mit einer Erweiterung des Grundstücks und Verschiebung des Anschlußgleises gerechnet, was jedoch aus besonderen Gründen nicht durchführbar war. Mit Rücksicht auf das vorliegende Anschlußgleis mußte daher an der Südfront das Gebäude auskragend ausgebildet werden. Keller- und Erdgeschoß sind an dieser Stelle etwa 1,2 m eingezogen, so daß die oberen drei Stockwerke um dieses Maß auskragen. Solche Bauwerksauskragungen müssen in konstruktiver Hinsicht besonders sorgfältig ausgebildet werden. Die Stahlkonstruktion als Baugerippe bot hierfür die beste Gewähr. In einfachster Art wurde durch Vorstecken der Deckenkonstruktion über Erdgeschoß eine Abstützung für die oberen drei auskragenden Stockwerke erreicht, ohne daß dadurch die Unterkonstruktion ungewöhnlich stark wurde und sich Schwierigkeiten für die Wandausbildung einstellten. Hierbei sind vorteilhaft die I P-Träger verwendet worden. Bei solchen Sonderkonstruktionen kommt auch dem Nichtfachmann zum Bewußtsein, welche Vorteile die Stahlbauweise bietet. Bei einer massiven Ausführung oder einer solchen in Ziegelmauerwerk wären solche Schwierigkeiten kaum überwunden worden.

Büro- und Lagerhaus des Deutschen Einkaufsverbandes in Braunschweig.

Die Lagerhauslängsfront ist in Stützenfelder zu je rd. 6 m eingeteilt. Im Gebäudequerschnitt bestehen außer den Wandstützen zwei mittlere Stützreihen, so daß dadurch die drei Felder von 4,15 + 3,4 + 4,15 eine Breite von 11,7 m ergeben oder, auf Außenkante Mauerwerk bezogen, die ganze Breite 12 m beträgt. Es sind fünf Stockwerke vorgesehen. Die Höhe für den Keller ist 2,7 m und die der übrigen Stockwerke 3,4 m. Die ganze Gebäudehöhe beträgt rd. 17 m. Bis auf die Anordnung im Treppenhause ist mit Rücksicht auf die Raumeinteilung der Abstand der mittleren Stützenreihen in Gebäudequerrichtung 3,4 m. Zwischen diesen Stützenreihen ist vorwiegend der Verbindungsgang gedacht, während beiderseits hiervon Räume und die Lager angeordnet sind. Der Stützenabstand für das Treppenhaus entspricht der Treppenhausbreite von 4 m. Durch die Stützeneinteilung hat sich ergeben, daß alle 6 m in Gebäudequerrichtung zwei hintereinander aufgestellte Rahmenjoche zur Übertragung des Winddrucks, der Nutz- und Eigenlasten gebildet sind. Den Wind mittels der Decken auf die Stirnwände abzuleiten, konnte mit Rücksicht auf die Auskragung der Hinterfront und das hochführende breite Treppenhausfenster der vorderen Stirnwand nicht angenommen werden. Daher war direkte Windübertragung durch die Konstruktion auf die Fundamente vorzusehen, wofür die Konstruktion rahmenartig ausgebildet worden ist. Für Aufnahme der auftretenden Momente sind die Eckversteifungen zwischen Unterzug und Stütze durch zusammengeschweißte I-Profil-Stücke hergestellt. Die Stützen wurden aus IP-Profilen gewählt, die für Skelettbauten besondere Eignung bieten und geringe Bearbeitung erfordern, insbesondere den Raum wenig beanspruchen, während beispielsweise Stützen aus zusammengesetzten Profilen in der Regel weit stärker ausfallen und außerdem noch viel Arbeit für Schnallenverbindungen erfordern.

Die Decken sind aus in Abständen von etwa 2 m angeordneten Trägern mit auf den unteren Flansch verlegten Stegzementplatten zur Aufnahme des Füllbetons mit Estrich ausgebildet worden. Das Gewicht hierfür wurde mit 280 kg/m² festgelegt und die Nutzlast mit 500 kg/m². Die Dachdecke ist in ähnlicher Art und mit Gefällebeton hergerichtet. Es ist die Ausbildung der Decken mit Stegzementdielen als Unterlage insofern vorteilhaft, als keine Abrüstung wie bei einer Stein- oder Betondecke nötig ist. Jedoch ist das Einbringen der schweren Platten zwischen die Träger sehr zeitraubend, weil die Platten hintereinander einzuschieben sind. Zu diesem Zweck mußten an den Trägerenden die oberen Flanschhälften auf etwa 0,4 m Länge ausgebrannt werden.

Mit der Anordnung von Verbänden in den Wänden war zuerst nicht gerechnet. Später entschied man sich, in je einem Felde der Wände des vollkommen freistehenden Gerüstes noch eine Flacheisenverstrebung anzubringen. Hierdurch ist dann eine besonders gute Steifigkeit erreicht worden. Denn mit der Aussteifung durch die Mauerwerkverkleidung war nicht zu rechnen. Es sind die Wände außen mit $^1/_2$ Stein starken Hohlziegeln mit Stahlfachwerk-Unterteilung für die großen Felder gemauert und innen mit etwa 6 cm starken Tektonplatten verkleidet und jederseits verputzt. In die Fuge zwischen dem Hohlziegel und der Tektonplatte wurde der Flacheisenverband verlegt, der dadurch der Wandausbildung nicht hinderlich geworden ist.

Aus zweckentsprechenden Gründen sind die etwa 1,5 m hohen durchlaufenden Fenster der Längsfronten etwa 1,6 m über Fußboden angeordnet. In der Wand ist der Deckenunterzug dahin verlegt, damit er gleichzeitig als Fensteranschlag und zur Aufnahme der Brüstung mit dem versteiften Stahlfachwerk zu verwenden war. Von Außenkante Wand wurde das Stahlskelett so weit zurückgesetzt, damit außen vor dem Skelett eine Flachziegelverkleidung und hierauf erst der Putz angebracht werden konnte. Hierdurch ist eine gute Isolierung des Stahlmaterials gegen Feuchtigkeit erreicht, ferner noch, daß bei Witterungsumschlägen die häßliche Markierung des Tragsystems ausgeschlossen ist.

Über dem Eingang zum Treppenhause ist eine auskragende Dachplatte mit eingespannten I-Trägern vorgesehen. Die Ausbildung der Stahltreppen steht im engsten Zusammenhang mit der hier vorliegenden Bauart. Die Treppenwangen bestehen aus 4,5 mm starken, in ⊏-Profil-Form gepreßten Stahlblechen. Die Stufen sind aus 3,5 mm starken Blechen hergerichtet und mit Eichenholzauflagen versehen. Als Geländer ist ein 3,5 mm starkes und verzinktes Drahtgeflecht mit Winkelprofilrahmen und einer Handleiste aus Holz gewählt. Desgleichen sind die Fenster und Türen aus einfachen Stahlquerschnitten zur Ausführung gekommen.

Für das Verladen der ein- und ausgehenden Waren ist an der Gleisseite ein einfacher Drehkran oberhalb der Rampe angebracht, dahingehend, daß mit dem Kran die Waren direkt aus dem Waggon in den Empfangsraum und umgekehrt abgestellt werden können. Zum Hochbefördern dieser Waren in die oberen Lagerräume besteht ein elektrischer Aufzug, dessen Gehäuse bis etwa 2 m über das Dach führt und hier gleichzeitig die Werbeschrift „Kurzag" aufnimmt.

Der umbaute Raum des Büro- und Lagerhauses beträgt etwa 4700 m³. Das Gewicht der Stahlkonstruktion ist mit Rücksicht auf die auskragende Gebäudeausbildung an der Hinterfront etwa 95 t, das sind etwa 20,5 kg/m³. Bei einer normalen Ausführung, also ohne Auskragung bzw. Einziehung der Keller und Erdgeschosse, hätte sich das Gewicht zu etwa 19 kg/m³ ergeben.

Bei diesem Skelettbau sind etwa 40 t Peiner Träger zur Verwendung gekommen. Durch die Wahl eines Stahlskeletts konnte ein erstklassiges Gebäude mit schönen, freien Räumen und einer besonderen Belichtung geschaffen werden. Die glatte Deckenausbildung und die geringe Stützenanzahl ermöglichte es, daß evtl. Veränderungen in der Raumeinteilung ohne Schwierigkeiten vorgenommen werden können.

Bei diesem fünfgeschossigen Gebäude sind durchweg 20 cm starke Wände zur Ausführung gekommen. Dadurch ist gegenüber einem Ziegelsteinbau gleicher umbauter Größe eine größere Nutzfläche von etwa 10% und damit eine bessere Wirtschaftlichkeit erreicht worden. Trotz dieser geringen Stärke bilden die Wände infolge ihrer Ausbildung durch die innere Tekton-Verkleidung eine günstige Wärmehaltung, die nicht zurücksteht hinter der, die eine mehrfach stärkere Ziegelsteinwand bietet.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 6. Februar 1931 | Heft 3

Berechnung eines geschweißten Flüssigkeitsbehälters.

Von Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Inhalt: Genauere Durchrechnung eines zylindrischen Flüssigkeitsbehälters mit ebenem, allseits unterstütztem Boden und geschweißten Stößen der Mantel- und Bodenbleche. — Erörterung der Rechnungsergebnisse. — Untersuchung des Einflusses umlaufender Laschen der Rundnähte. — Elastisch nachgiebige Manteleinspannung. — Verbindung zwischen Mantel und Behälterboden. — Vereinfachte Berechnung.

Vor kurzem hat die Waagner Biro-A.-G., Wien-Graz, einen geschweißten Stahlbehälter von 7100 m³ Fassungsraum in der Nähe von Wien errichtet. Dieser Behälter, der zur Aufnahme von Melasse bestimmt ist, bildet einen Kreiszylinder von 11,15 m Höhe, 28,5 m Durchmesser, und besitzt einen ebenen, allseits unterstützten Boden (Abb. 1). Über die Planung und die Herstellung dieses Bauwerkes wird noch eingehend berichtet werden.

Die erstmalige Verwendung von Schweißverbindungen für alle Stöße der Mantel- und Bodenbleche eines Behälters, dessen Füllgutmenge einen beträchtlichen Wert darstellt, hat Anlaß zu einer eingehenderen Bestimmung der in den Schweißnähten auftretenden, rechnerisch erfaßbaren Spannungen gegeben. Einzelne Ergebnisse der durchgeführten, zum Teil als „einmalig" zu wertenden Berechnung besitzen insofern allgemeinere Bedeutung, als sie auch für zahlreiche, ähnliche Bauformen verwendbar sind.

Abb. 1.
Abmessungen und Nahtanordnung des untersuchten Behälters.

Die Untersuchung bleibt auf die Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes beschränkt.

Durch den hydrostatischen Druck des Füllgutes wird der Behälter, der als dünnwandiges Gefäß zu betrachten ist, in einen achsensymmetrischen Spannungszustand versetzt. Die Untersuchung wird nun in üblicher Art vereinfacht, indem der Mantel, unter Zugrundelegung bestimmter Randbedingungen, für sich durchgerechnet wird. Die Stützungsbedingungen für den oberen Mantelrand können den wirklichen Verhältnissen gut angepaßt werden; für den unteren Mantelrand besteht zunächst die Möglichkeit, starre Einspannung des Mantels, bzw. drehbare Verbindung zwischen Mantel und Boden anzunehmen, wobei Grenzwerte des wirklichen Spannungszustandes erhalten werden. Da aber eine richtige Einschätzung der Größe des Fußmomentes des Mantels für die Durchbildung des Mantelanschlusses und für die Bemessung der Schweißverbindungen wichtig ist, wird im folgenden auch der bestehende Zusammenhang zwischen Mantel und Behälterboden, unter näherungsweiser Erfassung der Formänderungen des letzteren, berücksichtigt und damit ein der Wirklichkeit näherkommender Wert des Fußmomentes errechnet.

Zunächst sollen die allgemeinen Ansätze der Elastizitätsbedingungen des Mantels, soweit sie für die spätere Untersuchung des Einflusses einer Behälterumschnürung und zur Berücksichtigung der elastisch nachgiebigen Einspannung des Mantelfußes erforderlich sind, kurz wiederholt werden.

Bezeichnungen:

δ_r Wandstärke des Behälters im r-ten Mantelschuß,
R mittlerer Radius des Behältermantels ($R = 1425$ cm),
γ spezifisches Gewicht der Füllung ($\gamma = 0{,}0014$),
h Höhe der Mantelschüsse ($h = 223$ cm),
F, W, J Fläche, Widerstandsmoment und Trägheitsmoment des Mantelquerschnittes je cm Mantelumfang,
x Höhenabstand eines beliebigen Mantelquerschnittes vom oberen Mantelrand,
ξ Höhenabstand eines beliebigen Mantelquerschnittes vom oberen Rand des bezüglichen Schusses,
y Formänderungsweg in radialer Richtung,
M und Q Moment bzw. Querkraft eines Mantelquerschnittes je cm Mantelumfang,
s_t mittlere Spannung in tangentialer Richtung,
s_x variable Biegungsspannung des Mantels in Richtung der Zylinderachse,
τ variable Schubspannung infolge der Biegung,
E Elastizitätsmodul für den Werkstoff, gültig auch für das Schweißmaterial der Nähte[1]).

Hilfsgrößen: $n = \sqrt[4]{\frac{4 J R^2}{F}}, \quad E' = \frac{\nu^2}{\nu^2 - 1} \cdot E, \quad \nu = \frac{10}{3}$ (Poissonsche Konstante).

Es gelten die bekannten Beziehungen:

$$M = E' J \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}, \quad Q = E' J \cdot \frac{d^3 y}{d x^3}, \quad s_t = \frac{E' y}{R}, \quad s_x = \frac{M}{W}, \quad \tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F}.$$

In Tafel 1 sind die den folgenden Berechnungen zugrunde gelegten Festwerte zusammengestellt.

Tafel 1. Festwerte.

Schuß	δ	je cm Mantelumfang			
		n	F	J	W
	cm	cm	cm²	cm⁴	cm³
1	0,6	20,375	0,6	0,0180	0,0600
2	0,8	23,524	0,8	0,0427	0,1060
3	1,1	27,586	1,1	0,1109	0,2017
4	1,4	31,121	1,4	0,2287	0,3267
5	1,7	34,294	1,7	0,4094	0,4817

Die Gleichung der elastischen Linie eines lotrechten Mantelstreifens lautet

$$y = \frac{\gamma R^2}{\delta E'} \cdot x + c_1 e^{\frac{x}{n}} \cos \cdot \frac{x}{n} + c_2 e^{\frac{x}{n}} \sin \cdot \frac{x}{n} + c_3 e^{-\frac{x}{n}} \cos \cdot \frac{x}{n} + c_4 e^{-\frac{x}{n}} \sin \cdot \frac{x}{n};$$

c_1 bis c_4 sind innerhalb von Mantelabschnitten gleichbleibender Stärke Festwerte. Im vorliegenden Falle sind fünf verschieden starke Schüsse vorhanden, so daß insgesamt 20 unbekannte Konstanten vorliegen, welche aus einer gleichen Anzahl von Rand- bzw. Übergangsbedingungen zu ermitteln sind.

Der obere Rand des Mantels wird in seiner Lage als drehbar festgehalten vorausgesetzt. Daher gelten für den oberen Rand des 1. Schusses die Beziehungen

$$y = 0, \quad \frac{d^2 y}{d x^2} = 0.$$

[1]) Dr.-Ing. O. Kommerell: „Berechnung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken" (Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn): „Versuche haben ergeben, daß man den Elastizitätsmodul von Schweißnähten bei Zug, Druck oder Biegung zu $E = 2\,100\,000$ kg/cm² annehmen kann."

An der Übergangsstelle zwischen den Schüssen $r-1$ und r bestehen zwischen den Ausbiegungen y und ihren Ableitungen, gerechnet für den unteren Rand des Schusses $r-1$ (Zeiger $r-1, u$), bzw. für den oberen Rand des Schusses r (Zeiger r, o), folgende Übergangsbedingungen:

$y_{r-1,u} = y_{r,o}$, da die verschweißten Schußenden gegeneinander unverschieblich sind,

$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{r-1,u} = \left(\frac{dy}{dx}\right)_{r,o}$, da die den Schüssen $r-1$ und r zugehörigen Äste der elastischen Linie stetig ineinander übergehen müssen,

$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_{r-1,u} = \left(\frac{d^2y}{d^2x}\right)_{r,o}$, wegen der Stetigkeit des Momentes,

$\left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)_{r-1,u} = \left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)_{r,o}$, wegen der Stetigkeit der Querkraft im Übergangsquerschnitt.

Für den unteren Rand des Mantels gilt

im Falle starrer Einspannung $y = 0, \quad \frac{dy}{dx} = 0,$

im Falle drehbaren Zusammenschlusses zwischen Mantel und Behälterboden $y = 0, \quad \frac{d^2y}{dx^2} = 0;$

in beiden Fällen ist mit $y = 0$ die Dehnung der Bodenbleche vernachlässigt.

Die Auflösung der Elastizitätsbedingungen ist nach dem Annäherungsverfahren von Prof. Runge[2]), und zwar zunächst für starre Einspannung des Mantelfußes, durchgeführt worden.

Nach erfolgter Schätzung der beiden unbekannten Randwerte $\frac{dy}{dx}$ und $\frac{d^3y}{dx^3}$ des oberen Mantelendes wurde zunächst von Rundstoß zu Rundstoß gerechnet, wobei nach jedesmaligem Erreichen eines unteren Schußrandes Verbesserungen der Ausgangswerte $\frac{dy}{dx}$ und $\frac{d^3y}{dx^3}$ zu ermitteln waren. Die letzten Verbesserungen ergaben sich bei der Angleichung von y und $\frac{dy}{dx}$ des unteren Mantelrandes an die für starre Manteleinspannung vorgeschriebenen Randwerte $y = 0$ und $\frac{dy}{dx} = 0$. Unter Zusammenfassung aller Verbesserungen wurden sodann die endgültigen Werte für $\frac{dy}{dx}$ und $\frac{d^3y}{dx^3}$ des oberen Mantelrandes und gleichzeitig auch die Formänderungswege y samt ihren Ableitungen für alle unteren Schußränder gebildet.

In Tafel 2 sind die Ergebnisse dieser Berechnung, sowie die gleichartigen Ergebnisse von anschließend untersuchten Zwischenquerschnitten, samt den zugehörigen Biegungsmomenten, Querkräften und Mantelspannungen ausgewiesen.

Tafel 2. Rechnungsergebnisse für starre Manteleinspannung.

Querschnitt Schuß	ξ/h	y cm	$10^5 \cdot \frac{dy}{dx}$	M cm kg/cm	Q kg/cm	s_t kg/cm²	s_x kg/cm²	τ kg/cm²
1	0	0	+ 205	0	∾ 0	0	0	∾ 0
	0,50	0,23	+ 205	+ 0,04	∾ 0	372	1	∾ 0
	0,75	0,35	+ 214	— 0,35	— 0,05	567	6	1
	1[1])	0,39	— 774	+ 1,39	+ 0,70	648	23	2
2	0,50	0,51	+ 160	+ 0,17	+ 0,02	826	2	∾ 0
	0,75	0,61	+ 146	— 2,79	— 0,20	988	26	∾ 0
	1[1])	0,58	— 224	+ 5,75	+ 1,82	938	54	3
3	0,25	0,56	+ 101	+ 6,50	— 0,38	907	32	1
	0,50	0,63	+ 118	— 1,71	— 0,04	1020	9	∾ 0
	0,75	0,68	+ 65	— 0,68	+ 0,25	1101	3	∾ 0
	1[1])	0,66	— 168	+ 6,59	+ 2,36	1068	33	3
4	0,250	0,63	+ 63	+ 13,09	— 0,52	1020	40	1
	0,500	0,69	+ 106	— 0,39	— 0,07	1117	1	∾ 0
	0,875	0,74	— 45	— 23,32	+ 0,04	1198	43	∾ 0
	1[1])	0,71	— 129	+ 8,53	+ 2,92	1150	26	3
5	0,500	0,76	+ 103	— 43,52	— 2,95	1231	90	2
	0,750	0,62	— 838	— 269,33	— 0,99	1004	559	1
	0,875	0,29	— 1395	— 6,05	+ 23,23	470	13	21
	0,937	0,10	— 1192	+ 430,11	+ 45,37	162	894	40
	1	0	0	+ 1258,4	+ 74,53	0	—	66

[1]) Für Rundnähte maßgebend.

[2]) Prof. Dr. C. Runge: „Über die Formänderung eines zylindrischen Wasserbehälters durch Wasserdruck." Z. f. Math. u. Physik 1904, S. 254.

Eine gleichartige Berechnung ist sodann, unter Zugrundelegung eines drehbaren Zusammenschlusses zwischen Mantel und Behälterboden, durchgeführt worden (Tafel 3). Da bereits im 4. Schuß die Formänderungslinie des Mantelstreifens von der für starre Manteleinspannung erhaltenen Biegelinie nur wenig abweicht, in den höheren Schüssen aber beide Formänderungslinien praktisch übereinstimmen, sind in Tafel 3 nur Mantelquerschnitte des untersten Schusses berücksichtigt worden.

Tafel 3. Rechnungsergebnisse für drehbaren Zusammenschluß zwischen Mantel und Boden.

Querschnitt Schuß	ξ/h	y cm	$10^5 \cdot \frac{dy}{dx}$	M cm kg/cm	Q kg/cm	s_t kg/cm²	s_x kg/cm²	τ kg/cm²
5	0	0,71	— 1334	+ 6,90	+ 2,85	1150	14	3
	0,125	0,68	— 478	+ 38,09	— 0,01	1101	79	∾ 0
	0,250	0,68	+ 536	+ 29,11	— 0,36	1101	60	∾ 0
	0,500	0,76	+ 1818	+ 4,75	— 1,39	1231	10	1
	0,750	0,78	— 3656	— 255,21	— 7,82	1262	530	7
	0,875	0,53	— 1409	— 403,82	+ 0,21	858	838	∾ 0
	1	0	— 2358	0	+ 37,85	0	0	32

An Hand der bisherigen Ergebnisse sollen die in den Mantelschweißnähten auftretenden Spannungen betrachtet werden.

Vertikalnähte.

Die Nutzhöhe der Stirnnähte ist durch die Stärke der Mantelbleche bestimmt; anderseits ist die zulässige Zugbeanspruchung der Nähte beträchtlich kleiner als die zugelassene Inanspruchnahme der Mantelbleche. Daher wird im allgemeinen die Stirnschweißung der Mantelbleche allein nicht ausreichen, sondern eine Verlaschung der Nähte vorgenommen werden müssen. Im vorliegendem Falle sind auch alle lotrechten Stöße der Mantelbleche in den Schüssen 2 bis 5 verlascht; nur im obersten Schuß, dessen Mindeststärke aus konstruktiven Gründen festgelegt war, ist die Tangentialspannung des Mantels kleiner als die zulässige Zugspannung der Schweißnähte, weshalb dort die Verlaschung der Stöße unterblieben ist.

Die betrachteten Zugkräfte der Mantelschüsse stellen die Hauptbelastung der Vertikalnähte und ihrer Laschen dar. Außer diesen Kräften wirken auf die Vertikalnähte Biegungsmomente und Querkräfte ein (Tafel 2 u. 3). Die zu diesen gehörigen Spannungen könnten vor allem für ungedeckte Nähte, hier also für die Vertikalnähte des 1. Schusses, von Bedeutung sein. Für die Spannungen dieser Nähte sind aber so kleine Werte errechnet worden, daß sie gar nicht in Betracht kommen. Die verlaschten Nähte sind gegenüber den Biegungsmomenten und Querkräften weniger empfindlich. Im Schuß 5 erreichen allerdings die Biegungsmomente bedeutende Größen, gleichzeitig fallen aber die Tangentialspannungen der Mantelbleche und daher auch die waagerechten Zugspannungen der Vertikalnähte bis gegen Null ab. Mit Hilfe von doppelseitigen Laschen ist übrigens allen Kraftangriffen leicht zu begegnen. Bei der Bemessung dieser Laschen und ihrer Anschlußnähte sollte das Tragvermögen der gleichzeitig ausgeführten Stirnnaht nicht in Rechnung gestellt werden, da beide Nahtarten verschiedenes Dehnmaß besitzen und die Stirnnaht auch späteren Beobachtungen nicht zugänglich ist.

Außer den betrachteten Spannungen treten noch Schrumpfspannungen auf, die aber nicht berechnet werden können. Da gerade für die Vertikalnähte örtlich ein unmittelbares Zusammenwirken von Grundspannungen und größten Schrumpfspannungen zu erwarten ist, mögen sie hier kurz besprochen werden. Hinsichtlich der Schrumpfspannungen von Stirnnähten ist bekannt[3]), daß sie senkrecht zur Nahtrichtung größere Werte erreichen können, und, im Zusammenhange mit der Herstellungsart der Nähte, abschnittweise als Zug- bzw. als Druckspannungen wirksam werden. Außer diesen Normalspannungen treten auch Schrumpfbiegungsspannungen, und zwar vorwiegend senkrecht zur Nahtrichtung, auf; ihre Entstehung ist auf die gewählte V-Form der Stirnnähte zurückzuführen. Von den Schrumpfspannungen sind vor allem die zu den Vertikalnähten senkrecht wirkenden Zugspannungen von Bedeutung, da sie im gleichen Sinne wie die tangentialen Grundspannungen wirken. Durch sachgemäßen Arbeitsvorgang bei der Herstellung der Behälternähte kann verhindert werden, daß die Schrumpfspannungen übermäßige Höhen erreichen.

Rundnähte.

Die zwischen den einzelnen Schüssen angeordneten Rundnähte nehmen am Kräftespiel nur geringen unmittelbaren Anteil, die senkrecht zur Nahtrichtung wirkenden Biegungspannungen, besonders aber die Schubspannungen, sind, wie aus Tafel 2 und 3 zu ersehen ist, klein.

[3]) „Schrumpfspannungen und deren Beachtung beim Lichtbogenschweißen", Vortrag, gehalten von Marinebaurat Lottmann, am 30. IX. 1930 in der Fachsitzung „Schweißtechnik" gelegentlich der 69. Hauptversammlung des V. d. I., siehe auch Z. d. V d I, Bd. 74, Nr. 38.

Hingegen werden aber die Rundnahtschweißungen, infolge ihrer festen Verbindung mit den Mantelblechen, an deren Dehnungen teilnehmen und dadurch hohe Zugspannungen erleiden. Diese Spannungen sind als Zusatzspannungen zu betrachten, für welche die in den „Richtlinien" bzw. in den bereits erlassenen Vorschriften festgelegten, zulässigen Höchstwerte der Zugspannungen in Schweißnähten nicht maßgebend sind. Da die Elastizitätszahlen für den Werkstoff und für das Schweißmaterial nahezu übereinstimmen, müssen diese zusätzlichen Zugspannungen der Rundnähte den Tangentialspannungen der anliegenden Teile der Mantelbleche annähernd gleich sein (im unelastischen Bereich wird das geringere Dehnvermögen des Schweißmaterials noch eine vergleichsweise Steigerung der Nahtspannungen zur Folge haben). Ähnliche, mehr oder minder große Zusatzspannungen treten im allgemeinen aber in allen Schweißverbindungen auf. Es möge nur auf die hohen, zusätzlichen Normalspannungen der in der Nähe der Randfaser gelegenen Kehlnähte geschweißter Blechträger verwiesen werden.

Fallweise wird zu überlegen sein, ob noch besondere bauliche Maßnahmen zur Sicherung der Rundnähte getroffen werden sollen. Die hier in Betracht kommenden Verlaschungen der Rundnähte bilden dann eine Vorkehrung für den Fall eines Nahtrisses, um die Ausbreitung des Risses und das Ausströmen des Füllgutes zu behindern. Die Sicherheit gegen Rißbildung selbst wird aber durch derartige Maßnahmen kaum wesentlich erhöht.

An der Außenseite des Behälters angeordnete, umlaufende Laschen, welche mittels Kehlnähte mit dem Mantel verschweißt sind, bieten verschiedene Vorteile. Sie stellen zunächst eine Mantelverstärkung im Bereich der Naht dar, so daß die Tangentialspannung des Mantels und damit auch die zusätzliche Zugspannung der Rundnaht herabgesetzt wird (dieser Vorteil wird allerdings durch die gleichzeitige Steigerung der Biegungsmomente zum Teil eingebüßt). Sie bilden ferner eine Verstärkung der Rundnaht für senkrecht zur Naht wirkende Kräfte, ergeben eine Fugendeckung bei Eintritt eines Nahtrisses und behindern in diesem Falle das Öffnen der Naht und die Ausbreitung des Risses. Als Nachteil sind vor allem die hohen Kosten zufolge Vermehrung der Schweißnahtlängen hervorzuheben. Sicherlich werden auch die Schrumpfspannungen noch bedeutend ansteigen und schließlich erhalten die Laschenkehlnähte selbst zusätzliche Zugspannungen von der Größe der Tangentialspannungen der anschließenden Mantelteile.

An Stelle der Rundlaschen können auch Bandagen zur Sicherung der Rundnähte verwendet werden[4]). Darunter sind umlaufende Laschen der Behälteraußenseite zu verstehen, welche die Rundnaht überdecken, am Mantel satt anliegen und, nach mäßigem Vorspannen, mit dem Mantel mittels Heftschweißens verbunden werden. Bandagen sind weitaus billiger als durchlaufend geschweißte Laschen, denen sie in ihrer Wirkungsweise nahekommen.

Die Herabminderung der Tangentialspannungen im Mantel und damit auch der zusätzlichen Zugspannungen in den Rundnähten ist von der vergleichsweise aufgewendeten Baustoffmenge für die Laschen oder Bandagen abhängig. Jede Ermäßigung dieser Zusatzspannungen ist von einer Steigerung der Biegungsspannungen begleitet. Während sich im allgemeinen in der Nähe einer ungesicherten Rundnaht ein Wendepunkt der Biegelinie des Mantelstreifens ausbildet und daher die Biegungsspannungen der Rundnaht klein bleiben, rufen Laschen und Bandagen Einschnürungen der Biegelinie hervor, wobei im Bereich der Rundnaht die elastische Linie schärfere Krümmung aufweist und daher stärkere Biegungsmomente entstehen müssen. Um diese Zusammenhänge zahlenmäßig darzustellen, möge die Berechnung für den vorliegenden Melassebehälter wiedergegeben werden.

Abb. 2.
Rundnaht mit Bandage;
a) Mantelschnitt,
b) Rechnungsannahme.

Die beiden oberen Rundnähte dieses Behälters sind ohne Sicherungen ausgeführt, die beiden unteren Rundnähte haben Breitstahlbandagen erhalten (Abb. 2a).

Die Heftschweißen werden nicht in Rechnung gestellt, die Reibung zwischen Mantel und Bandage bleibt unberücksichtigt.

Da die Stützungsbedingungen verwickelt sind, wird für die Durchrechnung angenommen, daß die Berührung zwischen Bandage und Mantel nur längs der äußeren Umfanglinie des Übergangsquerschnittes erfolgt (Abb. 2b). Dadurch ergeben sich für die Biegungsmomente dieses Querschnittes bzw. der Rundnaht zu große Werte, welchem Umstande durch Ausrundung der Momentenlinie innerhalb der Bandagenhöhe Rechnung getragen wird. Die durch Abb. 2b dargestellte Rechnungsannahme hat den Vorteil, daß die Zahl der Übergangsbedingungen unverändert bleibt und daß hier ferner die zu den Änderungen „eins" der unbekannten Randwerte $\frac{dy}{dx}$ und $\frac{d^3y}{dx^3}$ des oberen Mantelendes gehörigen Hilfswerte nur für den 4. und 5. Schuß neu berechnet werden müssen. Für die umschnürten Übergangsquerschnitte zwischen dem 3. und 4. sowie 4. und 5. Schuß gelten die folgenden, allgemein angeschriebenen Beziehungen.

Zunächst müssen, wie für ungesicherte Nähte, die Übergangsbedingungen

$$y_{r-1,u} = y_{r,o}, \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)_{r-1,u} = \left(\frac{dy}{dx}\right)_{r,o} \quad \text{und} \quad \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_{r-1,u} = \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_{r,o}$$

bestehen. Die 4. Übergangsbedingung ändert sich jedoch, da die Querkraft nicht mehr stetig verläuft. Eine Umschnürung mit dem Querschnitt $f_{r-1,r}$ äußert bei einem Formänderungsweg y des Übergangsquerschnittes eine radial gerichtete Druckkraft auf die Längeneinheit des Mantels von

$$Q_{r-1,r} = \frac{E y f_{r-1,r}}{(R + \varDelta R)^2} \cong \frac{E y f_{r-1,r}}{R^2};$$

bedeutet $Q_{r-1,u}$ die Querkraft am unteren Rande des Schusses $r-1$, $Q_{r,o}$ die Querkraft für das obere Ende des Schusses r, beide je Längeneinheit Umfang, so gilt als Übergangsbedingung

$$Q_{r,o} = Q_{r-1,u} - Q_{r-1,r} \quad \text{oder}$$

$$E' J_r \left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)_{r,o} = -\frac{E y f_{r-1,r}}{R^2} + E' J_{r-1} \left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)_{r-1,u}.$$

Unter Zugrundelegung der Querschnittflächen $f_{3,4} = 23\ \text{cm}^2$ und $f_{4,5} = 30\ \text{cm}^2$ für die Bandagen der 3. und 4. Rundnaht ist die Mantelberechnung für starre untere Einspannung des Mantels durchgeführt worden. Die Rechnungsergebnisse sind in Tafel 4 eingeschrieben. Außerdem sind in Abb. 3 die zugehörige elastische Linie des Mantels und seine Momentenlinie für den Bereich des 4. und 5. Schusses neben den gleichartigen Linien des nichtumschnürten Behälters dargestellt. Wie zu ersehen ist, werden die Tangentialspannungen der 3. und 4. Rundnaht bei Anordnung von Bandagen um rd. 17 % kleiner, wobei die Flächen dieser Bandagen rd. 8 % bzw. 8,4 % der mittleren Querschnittflächen des 3. und 4. bzw. 4. und 5. Schusses betragen. Die Biegungsspannungen in den Rundnähten sind gleichzeitig von 33 kg/cm² bzw. 26 kg/cm² auf 393 kg/cm² bzw. 375 kg/cm² angestiegen. Bei Verwendung von Rundlaschen, welche mit dem Mantel durchlaufend verschweißt sind, tritt eine Verbundwirkung zwischen Mantel und Lasche ein und die Biegungsspannungen werden in diesem Falle kleinere Werte erreichen. Gegenüber ungesicherten Nähten ist die Steigerung der Biegungsspannungen dann ungefähr ebenso groß wie die gleichzeitige Verminderung der Tangentialspannungen.

Abb. 3. Gegenüberstellung der Biege- und Momentenlinien der beiden untersten Behälter-Schüsse bei starrer Einspannung ohne [*a*) und *b*)] und mit Rundnahtbandagen [*c*) und *d*)].

Diese Ergebnisse bestätigen die oben geäußerte Ansicht, daß Laschen und Bandagen — soweit es sich lediglich um die Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes handelt — auf die Verbesserung der Spannungs-

[4]) Beim geschweißten Wasserbehälter Hamburg, der bei 10 m Durchmesser und 35 m Höhe ein Fassungsvermögen von 2500 m³ besitzt, haben alle Rundnähte Laschen erhalten, und über den Laschen der fünf untersten Rundnähte sind noch T-Bandagen aufgezogen worden. S. auch „Eine bemerkenswerte Großbehälterschweißung" von O. Wundram, Zeitschrift „Die Schmelzschweißung", Hamburg 1930, Heft 5.

verhältnisse in den Rundnähten, und daher auf die Verminderung der Rißgefahr selbst, nur geringen Einfluß nehmen. In anderen Fällen und bei einseitiger Querbelastung der Behälter können aber den Rundlaschen, besonders auch den aus steifen Profilen gebildeten, weitere und wichtige Aufgaben zufallen.

Verbindung zwischen Mantel und Boden.

Das für starre Manteleinspannung errechnete Biegungsmoment des untersten Mantelquerschnittes ist verhältnismäßig groß und stellt für die Ausbildung des Mantelanschlusses eine zu ungünstige Bemessungsgrundlage dar. Einer genaueren Berechnung des Behälters stehen zwar keine grundsätzlichen Hindernisse entgegen, da sich, beispielsweise unter der Annahme einer starren Bodenunterlage, die Formänderungen des als Platte aufzufassenden Behälterbodens bestimmen lassen. Eine derartige Untersuchung kommt aber wegen ihres Umfanges hier nicht in Betracht. Um zu einem brauchbaren Schätzungswert für das Einspannungsmoment des Mantels zu gelangen, wird der folgende Näherungsweg eingeschlagen.

Tafel 4. Rechnungsergebnisse — Rundnähte mit Bandagen.

Querschnitt: Schuß	Querschnitt: $\frac{\xi}{h}$	y cm	$10^5 \cdot \frac{dy}{dx}$	M cmkg/cm	Q kg/cm	s_t kg/cm²	s_x kg/cm²	τ kg/cm²
3	0	0,58	— 224	+ 5,76	+ 1,83	939	29	3
	0,250	0,56	+ 100	+ 6,67	— 0,35	907	34	1
	0,500	0,63	+ 125	+ 1,15	— 0,13	1020	6	∼ 0
	0,750	0,68	— 18	— 17,90	— 0,42	1101	67	∼ 0
	0,964	0,60	— 125	+ 50,08	+ 5,22	972	249	7
	1	0,55	— 77	+ 79,06 (+ 100,01)	+ 8,53	891	393	12
4	0	0,55	— 77	+ 79,06	— 4,61	891	242	5
	0,0358	0,55	+ 46	+ 66,15	— 3,79	891	203	4
	0,250	0,63	+ 165	— 9,48	— 0,08	1020	29	∼ 0
	0,500	0,70	+ 107	— 3,35	— 0,15	1134	10	∼ 0
	0,750	0,72	— 85	— 39,21	— 0,68	1166	120	1
	0,875	0,67	— 293	— 25,15	+ 2,52	1085	77	3
	0,959	0,61	— 332	+ 70,78	+ 8,15	988	217	9
	1	0,59	— 62	+ 122,25 (+ 157,98)	+ 11,78	955	375	13
5	0	0,59	— 62	+ 122,25	— 6,87	955	254	6
	0,0403	0,59	+ 60	+ 102,29	— 5,47	955	213	5
	0,125	0,62	+ 180	+ 26,92	— 2,60	1004	56	2
	0,250	0,67	+ 185	— 6,71	— 0,25	1085	14	∼ 0
	0,500	0,76	+ 99	— 48,61	— 2,58	1231	101	2
	0,750	0,62	— 852	— 267,74	— 1,01	1004	554	1
	0,875	0,29	— 1396	— 5,29	+ 23,20	470	11	21
	0,937	0,10	— 1192	+ 430,47	+ 45,35	162	894	40
	0	0	0	+ 1258,53	+ 74,52	0	—	66

In Abb. 4a ist die zu erwartende Verformung des Mantelfußes und des anschließenden Teiles des Behälterbodens verzerrt dargestellt. Der Behälterboden, welcher unmittelbar neben dem Mantelfuß von seiner Unterlage abgehoben wird, stützt sich in einiger Entfernung wieder auf die Unterlage auf, um sich sodann, gegen die Behälterachse zu, in rasch verflachenden Wellen der elastisch nachgiebigen Unterlage anzuschmiegen. In einem, durch die Bezeichnung B hervorgehobenem Orte (Abb. 4) ist die Tangente an diesen Radialschnitt der elastischen Fläche des Bodens waagerecht gerichtet.

Über B wirkt im Boden noch ein radiales Biegungsmoment M_B, das aber jedenfalls sehr klein sein muß. Wird nun ein Parallelstreifen AB des Bodenbleches herausgeschnitten gedacht (die Länge AB ist hier im Vergleich zum Behälterradius klein), und dieser näherungsweise als Balkenträger gemäß Abb. 4b betrachtet, so kann unter Vernachlässigung des kleinen Momentes M_B die Länge AB, und weiterhin auch der Drehwinkel τ_0 des Mantelfußes, durch das noch unbekannte Moment M_0 und durch die gegebene Belastung p je Längeneinheit ausgedrückt werden. Zum Zwecke einer möglichst einfachen Zwischenrechnung möge hier, unter Verzicht auf die gleichzeitige Ermittlung der Biegungsspannungen des Bodens, der Bestimmung des Momentes M_0 das System nach Abb. 4c, an Stelle Abb. 4b, zugrundegelegt werden.

Abb. 4. Mantelfuß und äußerer Teil des Behälterbodens; *a)* Verformung, *b)* und *c)* Rechnungsannahme.

Drehwinkel bei B gleich Null:

$$E' J_0 \tau_B = \frac{p \lambda^3}{24} - \frac{M_0 \lambda}{6} = 0, \quad \text{somit} \quad \lambda = 2 \sqrt{\frac{M_0}{p}},$$

Drehwinkel τ_0 bei (A):

$$E' J_0 \tau_0 = \frac{p \lambda^3}{24} - \frac{M_0 \lambda}{3} = -\frac{M_0 \lambda}{6}, \quad \text{oder} \quad \tau_0 = -\frac{1}{3 E' J_0} \sqrt{\frac{M_0^3}{p}}.$$

Die Randbedingungen für das untere Ende des untersten Mantelschusses lauten also, wenn wieder die Bodendehnung vernachlässigt wird,

$$y = 0, \quad \frac{dy}{dx} = + \tau_0 = -\frac{1}{3 E' J_0} \sqrt{\frac{M_0^3}{p}},$$

oder, da für den fünften Mantelschuß $E' J_5 \frac{d^2 y}{d x^2} = M_0$ gilt, auch

$$y = 0, \quad \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{3 E' J_0} \sqrt{\frac{(E' J_5)^3}{p}} \sqrt{\left(\frac{d^2 y}{d x^2}\right)^3}.$$

Im vorliegenden Falle ist für 1 cm Mantelumfang $J_5 = 0{,}4094$ cm⁴, für 1 cm Breite des Balkens AB und 1 cm Stärke der Bodenbleche $J_0 = \frac{1}{12}$ cm⁴ und $p = 1$ cm $\times$ 1150 cm $\times$ 0,0014 kg/cm³ $= 1{,}56$ kg/cm. Unter Verwendung der oben abgeleiteten Randbedingungen für den Mantelfuß liefert die Mantelberechnung die in Tafel 5 für Schuß 5 verzeichneten Ergebnisse. In Abb. 5 ist die Momentenlinie des untersten Schusses den gleichartigen, für starre Manteleinspannung, bzw. für drehbare Verbindung zwischen Mantel und Boden erhaltenen Linien gegenübergestellt.

Abb. 5. Momentenlinien für den untersten Mantelschuß bei ungesicherten Rundnähten; *a)* für starre Einspannung, *b)* für elastische Einspannung des Mantelfußes, *c)* für drehbare Verbindung zwischen Mantel und Boden.

Tafel 5.
Rechnungsergebnisse für elastische Einspannung des Mantelfußes.

Querschnitt: Schuß	Querschnitt: $\frac{\xi}{h}$	y cm	$10^5 \cdot \frac{dy}{dx}$	M cmkg/cm	Q kg/cm	s_t kg/cm²	s_x kg/cm²	τ kg/cm²
5	0	0,71	— 132	+ 7,43	+ 2,88	1150	15	3
	0,125	0,68	— 435	+ 35,93	+ 0,01	1101	75	∼ 0
	0,250	0,69	+ 608	+ 29,58	— 0,45	1117	61	∼ 0
	0,500	0,76	+ 791	— 13,81	— 1,99	1231	29	2
	0,700	0,76	— 2744	— 197,84	— 5,84	1231	411	5
	0,750	0,72	— 546	— 260,99	— 5,19	1166	542	5
	0,875	0,44	— 1402	— 250,96	+ 9,06	713	521	8
	1	0	— 1405	+ 484,00	+ 51,96	0	1005	46

Von Interesse ist noch, wegen der getroffenen Vereinfachungen der Rechnung, die Größe der Stecke $(A) B$:
für $M_0 = 484$ cmkg erhält man $\lambda = 35{,}2$ cm, gegenüber $R = 1425$ cm.

Der errechnete Wert des Einspannmomentes $M_0 = 484$ cmkg je cm Mantelumfang ist bedeutend kleiner als das für starre Einspannung errechnete Moment von 1258 cmkg und es ist möglich, den Mantel mittels zweier Kehlnähte an den Boden anzuschließen, wobei diese Nähte sowohl das Moment M_0, als auch die gleichzeitig wirkende kleine Querkraft $Q_0 = 52$ kg je cm Mantelumfang zu übertragen vermögen. Mit Rücksicht auf den kleinen Hebelarm der Kehlnähte kann aber dieser Anschluß nicht als konstruktiv günstig bezeichnet werden. Beim Hamburger Wasserbehälter (siehe Fußnote 4) ist auch ein Winkelkranz am Mantelfuß eingebaut; für den in Betracht stehenden Melassebehälter ist schon aus montagetechnischen Gründen ein außenliegender, umlaufender Fußwinkel angeordnet worden.

Boden.

Die Biegungsmomente, welche auf die Bodenbleche und ihre Nähte einwirken, sind, nach Ermittlung des Fußmomentes des Mantels gemäß Abb. 2b, leicht zu bestimmen. Das größte Biegungsmoment, welches auf die unverstärkten Bodenbleche neben dem Mantelanschluß einwirkt, ist bereits erheblich kleiner als das Manteleinspannmoment.

Außer diesen Biegungsspannungen entstehen in den Bodenblechen auch Normalspannungen, hervorgerufen durch die im Mantelanschluß eingetragene Mantelquerkraft. Diese, längs des ganzen Umfanges gleichmäßig verteilte, radial gerichtete Querkraft Q_0 versetzt (bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Boden und Unterlage) den Boden in einen Zustand gleichmäßiger Spannung. Auf ein beliebiges Element der vom Boden gebildeten Scheibe wirken Normalspannungen von der konstanten Größe $s = \frac{Q_0}{\delta_0}$, (δ_0 = Stärke der Bodenbleche), während die Schubspannung für jede beliebige Schnittrichtung verschwindet. Aus den Mantelquerkräften entstehen daher in den Schweißnähten des Bodens senkrecht zu den Nähten gerichtete Zugspannungen $s = 52$ kg/cm², und zusätzliche Längsspannungen gleicher Größe.

Schließlich soll noch untersucht werden, inwieweit die genauere Berechnung durch die elementare Berechnung ersetzt werden kann. Nach dieser werden die größten Tangentialspannungen der einzelnen Schüsse unmittelbar aus dem hydrostatischen Druck in Höhe des jeweils unteren Schußrandes bestimmt und daher etwas zu groß errechnet, während der Einfluß der Mantelsteifigkeit nicht erfaßt werden kann. Aus den vorstehenden Berechnungen ist aber zu ersehen, daß die aus letzterer Ursache entstehenden Biegungs- und Schubspannungen vorwiegend klein bleiben und nur im untersten Schuß sowie dort, wo Laschen und Bandagen liegen, größere Werte erreichen, wobei aber gleichzeitig auch die Tangentialspannungen kleiner werden. Die elementare Berechnung wird daher im allgemeinen für die Bemessung der Mantelschweißnähte völlig hinreichen.

Das Einspannmoment des Mantels, dessen Kenntnis zur Bemessung der Anschlußnähte des untersten Schusses, zur Berechnung der Bodenbleche und ihrer jeweiligen Randverstärkungen, sowie zur Bemessung der Bodennähte erforderlich ist, kann jedoch mittels elementarer Berechnung nicht bestimmt werden. Doch ist es mit verhältnismäßig geringem Aufwand an Rechenarbeit ausreichend genau zu bestimmen.

Für Schüsse, die nicht unmittelbar an den Mantelenden liegen, können nämlich die Formänderungsgrößen y und $\frac{dy}{dx}$ der in halber Schußhöhe liegenden Mantelquerschnitte mittels der elementaren Berechnung, unter Zugrundelegung des in gleicher Höhe wirksamen Flüssigkeitsdruckes, hinreichend genau ermittelt werden, so daß die genauere Berechnung nur von der Mitte des vorletzten Schusses bis zum unteren Mantelende durchzuführen ist. Bei niedrigen Schüssen kann sich allerdings die Notwendigkeit ergeben, mit der Rechnung schon einen Schuß höher beginnen zu müssen. Im übrigen wird auf die in Fußnote [2]) angeführte Quelle verwiesen.

Für den hier betrachteten Behälter und für Bauwerke mit ähnlichen Verhältnissen (Mantel aus wenigen, hohen Schüssen bestehend) können auch unmittelbare Näherungsformeln für das Biegungsmoment und für die Querkraft des Mantelfußes aufgestellt werden.

Zu diesem Zwecke möge die eingangs angeschriebene Gleichung der elastischen Linie des Mantelstreifens, aus welcher durch wiederholte Differentiation auch die Gleichungen für die ersten drei Ableitungen von y nach x zu erhalten sind, betrachtet werden. Nach Ermittlung der dem untersten Schuß zugehörigen Konstanten c_1 und c_4 können aus diesen vier Gleichungen die Formänderungsgrößen y $\frac{dy}{dx}$, $\frac{d^2y}{dx^2}$ und $\frac{d^3y}{dx^3}$ für beide Ränder, sowie auch für beliebige Zwischenquerschnitte dieses Schusses berechnet werden. Die in den Gleichungen für den unteren Schußrand vorkommenden Funktionswerte $e^{\pm\frac{x}{n}}$ sind $e^{\pm\frac{h}{n}}$-mal größer als die gleichartigen Funktionswerte der Beziehungen für den oberen Schußrand. $e^{\frac{h}{n}}$ kann für bestimmte Anlageverhältnisse große Werte erreichen, so daß vergleichsweise die Formänderungswege y und ihre Ableitungen, welche längs des ganzen Mantels stets innerhalb beschränkter Grenzen liegen müssen, nur sehr kleine Beträge darstellen. Unschwer ist zu erkennen, daß die Größenverhältnisse zwischen den Konstanten dann derartige sein müssen, daß in den Ausdrücken für y, $\frac{dy}{dx}$, $\frac{d^2y}{dx^2}$ und $\frac{d^3y}{dx^3}$ des unteren Schußrandes die mit c_1 bzw. c_2 behafteten Glieder ungleich größer sind, als die Glieder mit c_3 bzw. c_4, während für den oberen Schußrand die Umkehrungen gelten. Bei ausreichender Größe von $e^{\frac{h}{n}}$ dürfen dann in den Gleichungen für y, $\frac{dy}{dx}$ usw. des unteren Schußrandes die Glieder mit c_3 und c_4 unterdrückt werden; nach Elimination der in diesen vier Gleichungen verbliebenen Konstanten c_1 und c_2 werden die beiden folgenden, für den Mantelfuß geltenden Beziehungen erhalten

$$m\,n \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \cdot m\,n^2 \cdot \frac{d^2y}{dx^2} + m\,y - \frac{H}{n} + 1,$$

$$m\,n^3 \cdot \frac{d^3y}{dx^3} = m\,n^2 \cdot \frac{d^2y}{dx^2} - 2\,m\,y + 2 \cdot \frac{H}{n},$$

wobei $m = \frac{E'\,\delta}{\gamma\,R^2\,n}$, und H die Abszisse des unteren Schußrandes, also die Mantelhöhe bedeutet. Aus diesen beiden Gleichungen und aus den zwei Randbedingungen für den Mantelfuß können y, $\frac{dy}{dx}$ usw. bestimmt werden.

So z. B. wird für starre Einspannung des Mantelfußes mit $y = 0$ $\frac{dy}{dx} = 0$ erhalten.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{2}{m\,n^3}(H - n), \quad \frac{d^3y}{dx^3} = \frac{2}{m\,n^4}(2\,H - n),$$

und daher $M_0 = \frac{2\,E'J}{m\,n^3}(H - n)$, $Q_0 = \frac{2\,E'J}{m\,n^4}(2\,H - n)$.

Diese Näherungsausdrücke sind nur anwendbar, wenn $e^{\frac{h}{n}}$ genügend groß ist. Die Werte $e^{\frac{h}{n}}$ nehmen unter sonst gleichen Umständen mit zunehmender Schußzahl rasch ab. Im vorliegenden Falle wäre bei alleinigem Vorhandensein des obersten Schusses $e^{\frac{h}{n}} = 58\,700$; für den untersten Schuß des fünfschüssigen Mantels wird $e^{\frac{h}{n}} = 667{,}3$. Doch ist dieser Wert noch immer groß genug, um die abgeleiteten Näherungsformeln anwenden zu dürfen und die hier errechneten Näherungswerte für M_0 und Q_0 stimmen mit den genauen Werten innerhalb der ersten vier Stellen vollständig überein.

Die Zerstörung der Wasserburger Innbrücke und ihr Wiederaufbau.

Von Ingenieur **Karl Protzmann**, Würzburg.

In dem strengen Winter 1928/29 mit seiner scharfen und ungewöhnlich langen Frostperiode froren im bayerischen Alpenvorland auch die schnellfließenden Bäche und Flüsse in ihrem Mittel- und Oberlauf teilweise bis auf den Grund zu. Durch die Einengungen und sich wiederholenden Überflutungen der Eisdecke entstanden mitunter Eisstärken bis zu 6 m. Vereisungen in solchem Maße waren in diesen Gegenden völlig unbekannt, und sie hatten auch die mannigfachsten Gefahren zur Folge. So hatte z. B. die bis auf den Grund gefrorene Würm, ein Vorgebirgsflüßchen, in der Gegend von Obermenzig ihr altes Bett verlassen und sich teilweise weit abseits ein neues Bett gebahnt und in Ortschaften und Feldern großen Schaden angerichtet.

Auch der Inn war, was außerordentlich selten eintritt, schon Anfang Februar 1929 auf über 80 km zugefroren. Im Bereich dieser vereisten Strecke lag auch die Stadt Wasserburg. Bei einem mittleren Gefälle von rd. 0,8‰ umfließt hier der Inn in einer etwa 2,7 km langen Schleife die Stadt Wasserburg, welche mit Recht das Kleinod des bayerischen Alpenvorlandes genannt wird. Die so gebildete Halbinsel hat im Westen die geringste Landbreite von nur 400 m, und im Südosten ist die Halbinsel durch eine Brücke mit dem auf dem rechten Ufer liegenden Stadtteil in Verbindung gebracht (Abb. 1).

Durch die eigenartige Lage und Bebauung bis sehr nahe ans Flußufer schien die Stadt Wasserburg und ihre Brücke bei dem zu erwartenden außerordentlichen Eisgang ganz besonders bedroht und die Flußbau-, Stadt- und Polizeibehörden hatten vorsorglich die umfassendsten Maßnahmen getroffen, um wenigstens vor Überraschungen bewahrt zu bleiben, die Menschenleben hätten kosten können. Wasser- und Feuerwehr, Wach- und Meldedienste waren bis ins kleinste organisiert, alle nur erdenklichen Behelfe bereitgehalten.

Bei dem Anfang März 1929 eingetretenen Wetterumschlag ging der seit Menschengedenken größte Eisstoß doch gegen alle Erwartungen glimpflich ab. Nur einige hölzerne Jochbrücken wurden von den Eismassen zerstört. Auch die Wasserburger Innbrücke, ein Wahrzeichen der Stadt, gehörte zu den Opfern des Eisstoßes 1929. Am 9. März 1929 wurde gegen 11 Uhr vormittags der letzte der 17 Pfähle des rechtsseitigen

Abb. 1. Ansicht von Wasserburg mit Inn-Brücke.

Abb. 2. Durchhang der alten Brücke mit weggerissenem Joch.

Abb. 4. Querschnitt und Joch der neuen Brücke.

stürzte ohne besonderen äußeren Einfluß der hölzerne Überbau am rechten Ufer unter seiner Eigenlast vollständig ein (Abb. 2).

Die alte Holzbrücke wurde zuletzt in den Jahren 1855/56 mit Rücksicht auf die Einführung der Dampfschiffahrt mit einem Kostenaufwand von rd. 18000 Gulden als Pechmannsche Bogenhängebrücke (vgl. Abb. 3a u. 3b) nach den von der damaligen Bauinspektion Rosenheim gefertigten Plänen unter entsprechender Erhöhung umgebaut. Ihre Gesamtlänge zwischen den massiven Widerlagern beträgt rd. 124 m und die für eine Holzbrücke sehr beachtlichen Stützweiten der Überbauten betrugen bei Anordnung von fünf Jochen nahezu 21 m.

Die Brückenbreite mit den beiderseitigen erhöhten Fußwegen war 6,8 m. Unter letzterem war die städtische Wasserleitung übergeführt. Die Gußrohre lagen in Holzkasten mit Kuhhaaren als Isolierung gut eingebettet. Am linken Ufer mündete die Brücke unmittelbar in das Brucktor ein, welches mit seiner leider nur sehr geringen Lichtweite von 3,77 m ein empfindliches Verkehrshindernis bildete (vgl. auch Abb. 6).

Seit 1855 mußten die Brückenjoche mehrmals erneuert werden. Auch die ständige Unterhaltung bzw. Erneuerung der Holzabdeckung der Fahrbahn verursachte namhafte Kosten. Zum Schutze der Brücke waren letztmals im Jahre 1916 namentlich für den Durchgangsverkehr sehr scharfe oberpolizeiliche Vorschriften erlassen worden. Danach hatten Lastfahrzeuge die Fahrbahnmitte einzuhalten. Solange Schnee auf der Fahrbahn lag, durften Motorlastzüge und Lastwagen von mehr als 100 Ztr. Gesamtgewicht die Brücke nur einzeln befahren. Bei schneefreier Fahrbahn galt die gleiche Bestimmung für Motorwagen mit mehr als 165 Ztr., für Motorlastzüge mit mehr als 245 Ztr., sowie für Lastwagen mit mehr als 120 Ztr. Gesamtgewicht. Die Brücke durfte außerdem nur im Schritt befahren werden.

Die über fünf Joche durchlaufenden Brückenhauptträger, waren über den Stützpunkten besonders kräftig ausgebildet, hatten seitliche Holzverschalungen und, wie auch die Querträger- und Streckbalken, verzinkte Blechabdeckungen. Imprägnierungen irgendwelcher Art fehlten. Wenn auch mit der Zeit der Bohrwurm an einzelnen Teilen ein gut Stück Zerstörungsarbeit geleistet hatte, so war es erstaunlich, daß sich beim Abbruch die Weichholz-Tragkonstruktion nach fast 75jährigem Bestande noch in verhältnismäßig gutem Zustande befand. Die Eichenholzdübel zwischen den Verbundbalken waren noch wie neu erhalten.

Abb. 3a.

Abb. 3b.

Abb. 3a u. b. Längsansicht, -schnitt und Querschnitt der alten Brücke (Pechmannsche Bogenhängebrücke).

äußersten Joches vom Eise abgesägt und letzteres durchgedrückt. Die vorher abgesperrte Brücke sackte, wie Abb. 2 zeigt, an der Stelle des weggerissenen Joches durch. Bei der nunmehr in der Kurvenaußenseite vergrößerten Durchflußweite konnten die bedeutenden Eismassen jetzt ungehinderter abgeführt werden, so daß der übrige Teil der Brücke stehenblieb. Erst 18 Tage später, in der Nacht zum 28. März 1929,

Mit dem Einsturz der Brücke riß gleichzeitig die über sie geführte Wasserleitung ab und die Stadt hatte längere Zeit kein Trinkwasser, was sehr unangenehm fühlbar wurde. Außerdem waren die Bewohner des auf dem rechten Ufer liegenden Stadtteils mit Hinterland von Schule, Kirche, Arzt, Nahrungsmittelgeschäften usw. abgeschnitten. Auch der zu den bevorstehenden großen Frühjahrsmärkten über die Brücke gehende Zu-

Abb. 6. „Brucktor“ nach der Erweiterung.

Abb. 7. Schwimmende Ramme bei der Arbeit.

Abb. 5. Längenprofil der neuen Brücke.

strom der Landbevölkerung war lahmgelegt, so daß aus allen Kreisen der Bevölkerung, und nicht zuletzt von der Stadtverwaltung selbst, an den Bayerischen Staat, dem die Unterhaltungs- und Baupflicht obliegt, die dringendsten Ersuchen gestellt wurden, mit allen nur möglichen Mitteln die Verkehrsunterbrechung unverzüglich zu beheben und die Brücke durch einen den derzeitigen Verkehrsansprüchen entsprechenden Umbau zu erneuern. Für diesen Umbau forderten die Bau-Kunstsachverständigen gleichzeitig noch die Erhaltung des äußeren Charakters der alten Wasserburger Innbrücke als Wahrzeichen der Stadt.

Eine erste Maßnahme nach dem Einsturz war der Zusammenschluß der gerissenen Wasserleitung mittels Hanfschläuche. Später wurde während der Umbauarbeiten für die Trinkwasserversorgung eine doppelte Hanfschlauchleitung kurz unterhalb der Brücke, an einem Hochseil aus verzinktem Stahldraht frei hängend, über den Fluß geführt.

Zur Aufrechterhaltung des Personenverkehrs wurde vom Flußbauamte eine Hochseil-Nachenfähre eingerichtet, welche nach Durchgang der Haupteismassen bereits 30 Stunden nach der Brückensperre in Betrieb gesetzt werden konnte. Später, am 20. März 1929, gesellte sich noch eine zweite Hochseilfähre für den Wagenverkehr hinzu. Die stark wechselnden Wasserstände gestalteten manchmal die Zu- und Abgänge beim Fährbetrieb recht schwierig.

Abb. 8. Wasserstände am Wasserburger Pegel (1929 und Anfang 1930).

Hinsichtlich der Brückenerneuerung standen folgende Fragen im Vordergrunde: Die Finanzierung und die Wahl des Baustoffes. Mit Rücksicht auf die bevorstehende Schneeschmelze im Gebirge und die folgenden Sommerhochwässer mit sehr rasch wechselnden hohen Wasserständen und starker Geschiebe- und Treibzeugführung, bei Wassermengen von 1500 bis 2400 m^3/sek, sowie Flußgeschwindigkeiten bis zu 3,5 m/sek, waren Brückenbauten aus Stein und Beton, deren Herstellung feste Gerüste erfordert, ausgeschlossen.

Die oberste Baubehörde entschied sich deshalb für einen Bau in Stahl nach dem vom Verfasser bearbeiteten Vorschlag. Danach waren im Hinblick auf die bedingte kurze Bauzeit die Überbauten aus Walzträgern auf Stahlpfeilern aus gerammten Breitflanschträgern vorgesehen. Durch die Wahl einer Jochbrücke mit geeigneter beiderseitiger Holzverschalung der Joche und Geländer konnte der äußere Charakter der alten Brücke voll gewahrt werden. Auch den übrigen Anforderungen, wie kurze Bauzeit und Vermeidung fester Gerüsteinbauten, konnte damit ohne weiteres entsprochen werden.

Den Querschnitt der neuen Brücke mit Joch zeigt Abb. 4, das Längenprofil Abb. 5. Die Fahrbahnbreite mußte auf 5,20 m beschränkt werden, da die Breite des Verkehrsstromes durch das Brucktor begrenzt war und dessen Lichtweite nur auf 5,05 m vergrößert werden konnte. Einschließlich der beiderseits angeordneten erhöhten Fußwege von je 1,5 m Breite wurde die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern mithin 8,2 m (Norm V der DIN 1071) gegenüber 6,8 m Breite der alten Brücke. Am Brucktor wurden die Fußwege schräg ausgezogen, in neu hergestellte seitliche Durchgänge geleitet und durch den Torbau hindurchgeführt (Abb. 6). Die Trennung zwischen Fußgänger und Wagen wirkt sich hier im geordneten Verkehr gut aus.

Der Festigkeitsberechnung für die neue Brücke ist die Belastung nach DIN 1072, Klasse I, für die Stoßziffern, Beanspruchung usw. DIN 1073 zugrunde gelegt. Die Überbauten bestehen aus sieben durch Quer-

rahmen verbundenen Walzträgerzügen. Die unter den seitlichen Fußwegen angeordneten Zwischenquerträger dienen zur Überführung der Rohr- und Kabelleitungen. Die Fahrbahntafel ist aus Belagprofilen NP 11 gebildet mit darüber befindlicher gewölbter Stampfbetonunterlage für die eigentliche Fahrbahnabdeckung. Diese besteht aus Essener Walzasphalt (sogenanntem Damman-Asphalt), welcher im Kaltverfahren an der Baustelle aufgebracht wird. Eine größere maschinelle Anlage ist hierzu nicht erforderlich. Die Stärke der Asphaltdecklage beträgt auf der ganzen Brückenbreite 4 cm. Ein besonderer Glattstrich oder Isolierung war infolge der vollständigen Wasserdichtigkeit des Damman-Asphaltes entbehrlich. Der oben nach Schablone abgezogene Stampfbeton besitzt eine geschlossene, wenn auch rauhe Oberfläche, wodurch eine gute Verbindung mit dem darüberliegenden Baustoff erzielt wird. Bis heute hat sich die Anlage bewährt. Zweckentsprechendes Quer- und Längsgefälle auf der Brücke gewährleisten gute Entwässerung. Über dem beweglichen Auflager am rechtseitigen Widerlager ist zur Vermeidung von Rissebildungen eine Trennfuge mit geeigneter Abdeckung (Ausdehnungsvorrichtung) quer zur Straße durchgeführt. Als Fußwegbelag sind Betonplatten mit Eiseneinlagen verwendet. Die Plattendicke einschließlich des 1 cm starken Stahlbetonaufstrichs (Bauart Kleinlogel) beträgt 8 cm. Bei 0,8 m Breite wurden die Gewichte der einzelnen Platten, auch zur Erleichterung der Transport- und Verlegungsarbeit, niedrig gehalten, um das Abheben beim Überholen der darunter verlegten Leitungen nicht allzusehr zu erschweren.

Als Jochpfähle sind Breitflanschträger I P 26 mit 15 m größter Länge verwendet. Um bei zweifacher Sicherheit nach der Brixschen Rammformel bei der vorgesehenen Gesamteindringtiefe von 5 m und 900 kg Rammbärgewicht genügende Tragfähigkeit zu erreichen, mußte in den meisten Fällen der Verdrängungsquerschnitt mittels Holzbeilagen vergrößert werden. Diese 3,2 m langen Holzbeilagen sitzen etwa 1,5 m oberhalb der Pfahlspitzen und erfüllen durchaus ihren Zweck.

Die Lieferung der Stahlkonstruktion war der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co. in Würzburg übertragen, welche auch die Ramm- und Aufstellungsarbeiten ohne jedes feste Gerüst von Kähnen aus durchführte. Auch die Zufuhr aller Stahlteile, einschließlich der bis zu 18 m langen Hauptträger, vom Umladeplatz am flußaufwärtigen Ufergleise zur Verwendungsstelle erfolgte mittels Kähne.

Anfänglich war mit Rücksicht auf die verfügbaren Geldmittel nur der Ersatz der beiden abgestürzten mit dem anstoßenden, in seinem Traggefüge beschädigten Überbau, also der halben Brücke in Stahl geplant und in Auftrag gegeben. Der völlige Ausbau sollte erst in späterer Zeit nachfolgen. — Nach Bekanntwerden dieses Bauvorhabens wurden seitens der Stadt und der übrigen Interessenten weitere Schritte unternommen, da bei nur teilweiser Erneuerung die Verkehrseinschränkungen für den stehenbleibenden Teil der alten Brücke hätten aufrechterhalten bleiben müssen. Daraufhin wurden vom Bayerischen Landtage weitere Geldmittel bewilligt, und so konnte, mit Beginn der Rammarbeit, am 20. April 1929 der Auftrag zum Umbau der ganzen Brücke in einem Zuge gegeben werden. Dadurch war es noch möglich, auch die ungünstigen alten Steigungsverhältnisse abzumindern (vgl. Abb. 5), da Dampfschiffahrt, die seinerzeit zur Erhöhung führte, auf dem Inn heute nicht mehr in Frage steht. Bei den Aufstellungsarbeiten hatten Ramme, Bohr- und Aufzugmaschinen elektrischen Antrieb. Die Nietarbeiten wurden mit Preßluftwerkzeugen und das Ablängen der Pfahlköpfe im autogenen Schneidverfahren durchgeführt. Abb. 7 zeigt die schwimmende Ramme beim Schlagen der Pfähle an Joch 5 (von links gezählt).

Die Fertigstellung des Stahlüberbaues war nach rd. drei Monaten beendet, in welcher Zeit der Wasserstand zwischen + 0,65 m und + 3,22 m über Null-Pegel schwankte, was den Baufortgang, mit Ausnahme der Zufuhr, nicht wesentlich beeinflußte. Lediglich das Anbringen der unteren Jochverspannungen mit Holzschalungen mußte auf spätere Zeit mit niedrigem Wasserstand verschoben werden, ein Umstand, der ohne Bedeutung für die Verkehrsübergabe war.

Bereits am 4. August 1929 wurde die neue Brücke nach feierlicher Einweihung dem öffentlichen Verkehr übergeben. Kurze Zeit später erreichte das Sommerhochwasser einen Pegelstand von 3,60 m, welcher nur rd. 1,7 m unter dem Katastrophenhöchstwasser vom September 1899 liegt. Die Vorsichtsmaßnahme, die zur Vermeidung fester Gerüsteinbauten führte und bei der Wahl des Baustoffes mit ausschlaggebend war, hatte mithin volle Berechtigung. Abb. 8 gibt Aufschluß über die Wasserstände am Wasserburger Pegel für 1929 und Anfang 1930.

Der am 2. April 1929 begonnene Abbruch der alten Brücke, die Herstellung der Betonarbeiten für Widerlagererneuerung und deren Verbreiterung, sowie der Fahrbahnunterlage, die Verlegung der Fußwegplatten, die Herstellung der Holzschalungen mit Abdeckung der Brückengeländer und der Aufbringung der Deckanstriche wurden vom Straßen- und Flußbauamte Rosenheim in eigener Regie ausgeführt. Dieser Behörde oblag auch die Oberaufsicht während des Umbaues, während die örtliche Bauleitung von der Flußmeisterstation Wasserburg ausgeübt wurde.

Die Lieferung der Eisenbetonplatten für die Fußwegabdeckung erfolgte durch die Firma Thormann & Stiefel in Augsburg. Der Walzasphaltbelag der Fahrbahn wurde von der Teeras Teer- und Asphaltstraßenbau G. m. b. H., München, ausgeführt. Der nicht einfache Umbau des Brucktores mit den beiden Durchgängen wurde in Zusammenarbeit mit dem Landbauamt durch das städtische Bauamt Wasserburg vollzogen. — Zum Schutze der Brücke wurden in den Monaten Januar und Februar 1930 bei niedrigstem Wasserstand ebenfalls von der Firma Gg. Noell & Co., Würzburg, im Abstande von 4,3 m, in jeder Jochebene flußaufwärts, sogenannte Auflaufeisbrecher hergestellt, welche aus je vier gerammten Breitflanschträgern I P 26 mit 10 cm starken Weichholzverschalungen bestehen. Die rd. 9 m langen Auflaufbalken der Eisbrecher mit 1 : 2 Neigung, wie die flußaufwärtigen 1 : 3 geneigten Schrägpfähle der Joche sind durch 4 mm starke Stirnblechverkleidungen noch besonders geschützt. Die beiderseitigen, zum Schutze gegen Treibzeug- und Eisverhängungen angebrachten Holzverschalungen an den Jochen und Eisbrechern reichen bis etwa + 0,5 m Wasserburger Pegel hinunter. Abb. 9 läßt die Eisbrecher oberhalb der neuen Brücke bei einem Pegelstand von + 1,6 m deutlich erkennen, wobei diese noch 3 m aus dem Wasser ragen. — Der Stahlaufwand bei der Brückenerneuerung einschließlich Eisbrecher beträgt rd. 410 t.

Die Gesamtansicht (Abb. 10) zeigt, daß die Erhaltung des schönen Städtebildes und die Einfügung der neuen Brücke sehr gut gelungen ist. Bei dieser glücklichen Lösung der Aufgabe braucht der ehrwürdigen alten Holzbrücke zu Wasserburg, die aber stets ein Verkehrshindernis bildete, nicht nachgetrauert zu werden.

Abb. 9. Blick auf die neue Brücke mit Eisbrechern.

Abb. 10. Gesamtansicht der neuen Brücke.

Über die Zusammenwirkung von Nieten und Schweißnähten in kombinierten Verbindungen[1].

Von G. Bierett.
(Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)

Unter gewissen Bedingungen kann beim Anschluß von Konstruktionsteilen die Anordnung von Nieten und gleichzeitige Anordnung von Schweißnähten in Frage kommen; im Brücken- und Hochbau vor allem dann, wenn die genieteten Anschlüsse älterer Bauwerke auf einfache Weise verstärkt werden sollen. Im Schiffs- und Behälterbau können Sicherheits- und Dichtigkeitsgründe für die Anordnung von kombinierten Verbindungen sprechen. Die Frage nach der Beanspruchung der Niete einerseits und der Schweißnähte anderseits in derartigen Verbindungen ist zu unterteilen nach der Beanspruchung bei den Nutzlasten, in denen größere Formänderungen nicht zulässig sind, dann im Gebiet größerer Formänderungen und schließlich beim Bruch der Verbindungen.

Die Klärung der letzten Frage ist versuchsmäßig am einfachsten, da es in vielen Fällen genügt, die Bruchlasten von nur genieteten und von genieteten und geschweißten, evtl. auch noch von nur geschweißten Verbindungen zu vergleichen. Bei Versuchen dieser Art sind die Anschlüsse jeweils so auszubilden, daß in allen Fällen eine Zerstörung des Anschlusses und nicht der angeschlossenen Teile erreicht wird. Aber auch bei solchen Versuchen wird man je nach der Art des Anschlusses, der Anordnung und Stärke der Nietung und Schweißung zu mehr oder weniger abweichenden Ergebnissen kommen. Wie später gezeigt werden wird, kann aber unter besonderen Verhältnissen die vergleichende Betrachtung von Bruchlasten nicht einmal ein zutreffendes Bild über die Zusammenwirkung selbst in der Nähe des Bruches geben. Selbst wenn man hiervon zunächst absieht, kann durch derartige Versuche eine Antwort auf die Frage nach der Beanspruchung beider Verbindungselemente im Betriebe nicht einmal annähernd gegeben werden. Man kommt vielmehr durch reine Bruchversuche ohne Untersuchungen der Formänderungen zu einer wesentlichen Überschätzung der Mitwirkung der Niete im Bereiche der Nutzlasten oder mit anderen Worten bei Bemessung von kombinierten Verbindungen auf Grund der Ergebnisse einfacher Bruchversuche zu einer Beanspruchung der Schweißung, die erheblich über der rechnerischen und heute durch die Vorschriften als zulässig erachteten Spannung liegt. Wenn auch eine solche Berechnungsart mit der durch den Bruchversuch ermittelten statischen Sicherheit begründet werden könnte, so steht dem entgegen, daß diese Sicherheit gegenüber den dauernden und auch wechselnden Beanspruchungen im Betriebe nur eine scheinbare ist. Eine der tatsächlichen Beteiligung von Nietung und Schweißung annähernd entsprechende Bemessung ist deshalb nur dann möglich, wenn man die Verschiebungs- und Formänderungsvorgänge bei einer Nietung, bei einer Schweißung und bei einer Verbindung beider Anschlußarten berücksichtigt, wobei aber zur Zeit noch von den Einflüssen ständig wechselnder oder dynamischer Belastungen, die die statisch festgestellte Zusammenwirkung vollkommen verändern können, abgesehen werden muß.

Eine gleichmäßige Beteiligung der Niete und der Schweißnähte an der Kraftübertragung würde dann vorliegen, wenn die Nietung und die Schweißnähte so bemessen sind, daß die reine Nietverbindung und die reine Schweißverbindung bei Belastung die genau gleichen Verschiebungsmerkmale zeigt. Dies ist auch nur denkbar, wenn man von den Formänderungsvorgängen komplizierterer Art innerhalb der angeschlossenen Teile, die sich aus dem andersartigen Kraftangriff der Niete und der Schweißnähte, dann aber auch aus ungleichmäßiger Beanspruchung der einzelnen Niete und der einzelnen Teile der Nähte ergeben, absieht. Es sollen deshalb zuerst einfache Verbindungen mit Stirnschweißungen besprochen werden, bei denen die Verhältnisse einfacher liegen als bei Flankenschweißungen, da man sich zunächst wird damit begnügen müssen, die Formänderungsvorgänge innerhalb der angeschlossenen Teile unbeachtet zu lassen, d. h. diese selbst als starr zu betrachten. Bei der folgenden Besprechung der Ergebnisse von Versuchen, die in ihrer Anlage teilweise nicht unmittelbar auf die zur Behandlung stehende Frage zugeschnitten waren, beschränke ich mich deshalb auch auf die Anführung einiger charakteristischer Last-Formänderungskurven und Zahlen für Nietungen und kombinierte Verbindungen, um zu zeigen, daß der Anteil an der Lastübertragung beider Verbindungselemente bei Kombinationen außerordentlich stark von der Belastung abhängig ist. Solange die Formänderungen innerhalb der angeschlossenen Teile vorwiegend elastischer Art sind, also klein gegenüber den äußeren Verschiebungen, kann eine vergleichende Betrachtung von Verschiebungskurven einen Anhalt über die Beteiligung der Nietung eines kombinierten Anschlusses an der Kraftübertragung geben. Sobald innerhalb der angeschlossenen Teile selbst größere Verformungen auftreten, läßt sich auch aus den Verschiebungen der angeschlossenen Teile gegeneinander kein zahlenmäßig zutreffendes Verhältnis mehr ableiten.

[1]) Die dankenswerte Arbeit zu dem gleichen Thema von A. Bühler in Heft 20, 1930, dieser Zeitschrift lag bei Abschluß dieses Aufsatzes noch nicht vor.

Untersucht wurde eine Verbindung von einfach überlappten Blechen von 500 mm Breite und 6 mm Stärke nach Abb. 1. Verwendet wurde Kohlenstoffstahl mit 30 bis 32 kg/mm² Streckgrenze und 54 bis 58 kg/mm² Festigkeit. Die Nietung war drei- und vierreihig mit neun Nieten in jeder Reihe von 15 mm Durchmesser für das geschlagene Niet. Die Köpfe waren mit dem Lufthammer geschlagen und in Rücksicht auf den speziellen Zweck, für den die Verbindungen verwendet werden sollten, doppelt versenkt. Es betrug:

der volle Blechquerschnitt: $F \sim 30$ cm²

der geschwächte Blechquerschnitt: $F_n \sim 20$ cm²

die Scherfläche für eine Nietreihe: $F_s = 15{,}9$ cm².

Außer den nur genieteten Verbindungen wurden kombinierte Verbindungen mit derselben Zahl von Nietreihen untersucht, bei denen die senkrecht zur Zugachse liegende Kante des Bleches durch elektrische Lichtbogenschweißung mit dem anderen Blech verbunden war. Teilweise war nur die Vorderkante eines Bleches, teilweise waren die Vorderkanten beider Bleche angeschweißt. Das Kehlmaß betrug 4,2 mm, der Kehlnahtquerschnitt für die 500 mm lange Schweißraupe danach 21 cm², für die Proben mit doppelter Schweißnaht 42 cm².

Abb. 1. Versuchskörper mit Meßeinrichtungen.

Abb. 2a gibt das Lastverschiebungsbild für eine dreireihige Nietung mit einem Scherquerschnitt von $F_s = 47{,}7$ cm² und für eine kombinierte Verbindung mit gleicher Nietanordnung bei Anschweißung der Vorderkanten beider Bleche. Die Verschiebungskurve ist gebildet aus den Ergebnissen zweier Parallelversuche. Die Verschiebungen der Bleche gegeneinander sind ermittelt an den Blechflanken im Querschnitt der äußeren Nietreihen, also für jede Probe an vier Meßstellen (Abb. 1), deren ziemlich gleiche Ergebnisse

Abb. 2. Schaubild der Verschiebungsmessungen.

gemittelt wurden. Abb. 2b gibt die entsprechenden Kurven für eine vierreihige Nietung bei reiner Nietung und bei Kombination derselben mit Schweißung an beiden Kanten.

Bei der großen Meßfeinheit von $^1/_{200}$ mm ist eine von Anfang der Belastung an einsetzende Gleitung bei den reinen Nietverbindungen

erkenntlich, während die kombinierte Verbindung dagegen anfänglich als starr angesehen werden kann. Die schon bei geringen, mittleren Scherspannungen einsetzenden Gleitungen waren nicht etwa durch die Form des verwendeten Nietes mit doppeltem Versenk verursacht, da einige von demselben Hersteller und unter den gleichen Bedingungen angefertigte und untersuchte, einfach überlappte Verbindungen einmal mit Senknieten, dann mit Kopfnieten keine Vorteile der Kopfniete hinsichtlich der Verschiebungen ergaben.

Zahlentafel 1.

Verbindung durch	Verschiebung in $^1/_{100}$ mm	Formänderungswiderstände in t: gemessen für die Nietung	gemessen für die Kombination	errechnet für den Anteil der Schweißung in der Kombination	Verhältnisse	
	δ	P_N	P_C	$P_S = P_C - P_N$	$\frac{P_N}{P_S}$	$\frac{P_N}{P_C}$
3 × 9 Niete mit F_S = 47,7 cm² und 2 Nähte mit F_a = 42 cm²	1	10	62	52	0,19	0,16
	2	21	77	56	0,37	0,27
	3	29	87	58	0,50	0,33
	4	34	93	59	0,57	0,37
	5	39	97	(58)	(0,67)	(0,40)
	6	44	100	(56)	(0,79)	(0,44)
	7	49	103	(54)	(0,91)	(0,48)
	8	53	106	(53)	(1,00)	(0,50)
4 × 9 Niete mit F_S = 63,6 cm² und 2 Nähte mit F_a = 42 cm²	1	12	66	54	0,22	0,18
	2	21	78	57	0,37	0,27
	3	27	86	59	0,46	0,31
	4	32	92	60	0,53	0,35
	5	36	96	60	0,60	0,38
	6	40	99	(59)	(0,68)	(0,40)
	7	44	101	(57)	(0,77)	(0,44)
	8	47	103	(56)	(0,84)	(0,46)

Zur zahlenmäßigen Auswertung der in Abb. 2 dargestellten Verschiebungsschaubilder sind in Zahlentafel 1 die Kräfte, d. h. die Verschiebungswiderstände angegeben, die in der Nietung und in der kombinierten Verbindung auftraten, wenn den Verbindungen eine bestimmte Verschiebung aufgezwungen wurde. (Versuchsmäßig sind diese Verschiebungswiderstände natürlich in üblicher Weise durch stufenweise Belastung und Feststellung der jeweiligen Verschiebungen ermittelt worden.) Bei einem bestimmten Verschiebungsmaß δ ergibt sich für die Nietung ein Widerstand P_N, für die kombinierte Verbindung ein Widerstand P_C. Entsprechend den Schaubildern wächst der Widerstand P_N mit größer werdenden Verschiebungen ziemlich stetig an, während sich der Widerstand P_C zuerst schnell, dann bei größeren Verschiebungen immer langsamer vergrößert. Solange die Voraussetzung erfüllt ist, daß die Formänderungen innerhalb des Anschlusses gegenüber den äußeren Verschiebungen klein sind, gibt die Differenz P_C bis P_N etwa den Anteil der Schweißnähte an der Kraftübertragung an. Die in der Zahlentafel so gebildete Spalte P_S entspricht den Aussagen der Verschiebungsschaubilder, daß zuerst bei kleineren Verschiebungen hauptsächlich die Schweißung als kraftübertragender Konstruktionsteil anzusehen ist. Erst bei größeren Verschiebungen, die im Betriebe nicht mehr als zulässig angesehen werden können, wird die Schweißung durch die Nietung wesentlich entlastet. Bei einer Verschiebung von $\delta = {}^1/_{100}$ mm ist bei der drei- und vierreihigen Nietung $P_C = 62$ bzw. 66 t. Das entspricht einer Beanspruchung von 2070 bzw. 2200 kg/cm² im vollen Blech. Mit Rücksicht auf die Streckgrenze der Bleche kann die zulässige Beanspruchung zu 1820 kg/cm², entsprechend den Vorschriften für St 48, angenommen werden, oder die Last P_{zul} zu etwa 55 t. Die Nietung ist dabei günstig gerechnet zu höchstens 20 % an der Kraftübertragung beteiligt. Die Beanspruchung der Schweißung ergibt sich zu $\sigma \geqq \frac{44\,000}{42} \geqq 1050$ kg/cm², die mittlere Scherbeanspruchung der Niete einmal zu $\leqq 230$, dann zu $\leqq 170$ kg/cm².

Mit größeren Verschiebungen tritt dann eine immer stärker werdende Entlastung der Schweißnähte durch die Niete ein, da die einsetzenden plastischen Verformungen des Schweißgutes ein im Verhältnis zu den Nieten geringeres Anwachsen des Formänderungswiderstandes in den Nähten bewirken. Dieser auf den ersten Blick günstig erscheinende Kraft-Spannungs-Ausgleich infolge plastischer Deformationen der meistbeanspruchten Stellen hat aber immer bei Entlastungen eine innere Verspannung zur Folge derart, daß die plastisch am stärksten verformten Teile Spannungen erfahren, die den die Verformung hervorrufenden entgegengesetzt sind und bei größerer Verformung entsprechend groß werden können. Die Berücksichtigung dieses Spannungsausgleiches bei der Bemessung — und eine solche liegt fast immer vor, wenn die Bemessungsvorschriften nur aus Bruchlastzahlen hergeleitet sind — bedarf eingehenderer Untersuchungen über die Auswirkung der plastischen Verformung, als es hier möglich ist. Bei dem heutigen Stand der Erkenntnis der Vorgänge in Schweißnähten erscheint die, wenn vielleicht auch unbewußte Berücksichtigung des Spannungsausgleiches durch die Bemessung verfrüht. Nur dort, wo es sich um vorwiegend ruhende Belastung handelt, wird man einer solchen Bemessung beistimmen können. Der Vorschlag zur Berechnung kombinierter Anschlüsse von Prof. Kayser, Darmstadt[2]) auf Grund der Bruchlastzahlen einiger, von ihm untersuchter Winkelanschlüsse enthält diese Einschränkung nicht, obwohl bei solchem Vorgehen Überbeanspruchungen in den Nähten nicht ausgeschlossen, im allgemeinen sogar wahrscheinlich sind. Auch dürfte die Ableitung von Bemessungsvorschriften für alle Arten von Anschlüssen ohne Rücksicht auf Anordnung der Niete und der Schweißnähte und dem Verhältnis des wirksamen Niet- und Schweißquerschnittes auf Grund der Bruchlastzahlen eines speziellen Anschlusses den äußerst schwierigen Formänderungszusammenhängen bei kombinierten Verbindungen nicht Rechnung tragen.

a = 2 Nähte und 2 · 9 Niete. b = 2 Nähte und 4 · 9 Niete.

Abb. 3. Schaubild über die Verteilung der Kraft auf Nietung und Schweißung in Abhängigkeit von den Verschiebungen.

Die Werte P_S der Zahlentafel 1 werden von $\delta = 4$ bzw. $5 \cdot {}^1/_{100}$ mm Verschiebung wieder kleiner. Dies wäre, wenn man den errechneten Wert P_S als richtig annehmen wollte, nur durch bereits beginnende Zerstörung der Nähte zu erklären. Die an drei nur geschweißten, überlappten Verbindungen angestellten Versuche ergaben aber Bruchlasten von 114, 128 und 117 t, so daß diese Deutung ohne weiteres als unrichtig zu erkennen ist. Man hat vielmehr diese rechnerische Abnahme der Werte P_S so zu erklären, daß die Voraussetzungen für die Rechnung — untergeordnete Formänderungen innerhalb der Anschlüsse gegenüber den festgestellten Verschiebungen — auch annähernd nicht mehr zutrifft. In Abb. 3, in der die Werte $P_N : P_S$ in Abhängigkeit von der Verschiebung dargestellt sind, macht sich dieser stark fehlerhafte Rechnungswert für P_S bei den entsprechenden Verschiebungen durch einen leichten Knick in den Kurven bemerkbar. Wahrscheinlicher ist der Verlauf der Werte $P_N : P_S$ nach den gestrichelt eingezeichneten, aber zahlenmäßig nicht zu belegenden Kurven.

Die Bruchlasten betrugen:

I. Kombinierte Verbindungen bei Anschweißung der Vorderkanten beider Bleche.
   a) dreireihige Nietung 114 und 124 t, Mittel 119 t.
   b) vierreihige Nietung 126 und 117 t, Mittel 122 t.

II. Geschweißte Überlappung ohne Nietung 114, 128 und 117 t, Mittel 120 t.

Der Bruch erfolgte an einer Blechvorderkante durch Lösen der Schweißung und späteres Zerreißen des Bleches in der der zerstörten Naht nächstgelegenen Nietreihe.

Die Bruchlast der nur genieteten Proben betrug bei dreireihiger Nietung 100 t, bei vierreihiger Nietung 99 t. Da der Bruch nicht durch Abscheren der Niete, sondern durch Zerstörung der Bleche erfolgte, sind diese Bruchlasten für das Weitere nicht verwendbar.

Aus den Bruchlasten der geschweißten Verbindungen mit und ohne Nietung ohne Beachtung der Verschiebungskurven müßte geschlossen werden, daß die Nietung an der Kraftübertragung überhaupt nicht beteiligt ist, während doch aus den Verschiebungen mit großer Sicherheit eine starke Beteiligung der Niete an der Kraftübertragung kurz vor dem Bruch gefolgert werden kann. Man erkennt, wie irreführend die Zugrundelegung von Bruchlastzahlen für die rechnerische Erfassung solcher

[2]) Prof. H. Kayser, Versuche über die Zusammenwirkung von Nietverbindung und Schweißnaht. „Der Stahlbau" 1930, S. 145, Heft 13.

Probleme ohne sonstige Meßergebnisse unter besonderen Umständen werden kann, daß eine Verallgemeinerung der an einem speziellen Anschluß gemachten Feststellungen nicht zulässig ist.

Die zahlenmäßige Übereinstimmung der Bruchlasten der nur geschweißten und der kombinierten Verbindungen trotz der Mitwirkung der Nieten in diesen bedarf noch der Klärung. Die Spannung im Blech an der Schweißnaht betrug bei den kombinierten und bei den nur geschweißten Verbindungen, bei dem im Durchschnitt bei 120 t erfolgenden Bruch 40 kg/mm², die mittlere Spannung im Kehlnahtquerschnitt bei den nur geschweißten Verbindungen 28 kg/mm², bei den kombinierten Verbindungen sicherlich beträchtlich weniger, so daß der Eintritt der Zerstörung für diese infolge zu großer Beanspruchung höchst unwahrscheinlich ist. Als Ursache für das Versagen werden wir vielmehr die bei 40 kg/cm² starke plastische Verformung der Bleche an den Nähten anzusehen haben, die bei den kombinierten und den nur geschweißten Verbindungen gleich war. Der Bruch trat tatsächlich allgemein nicht durch eine Zerstörung des Schweißgutes, sondern durch ein Lösen der Schweißraupe von den Blechen ein. Hinsichtlich der Bruchlasten würden sich bei Verwendung von Blechen mit höherer Streckgrenze, aber gleichem Nietmaterial und gleicher Schweißung wie hier andere Werte ergeben, in denen die Zusammenwirkung besser zum Ausdruck kommt. Bei einer allgemeinen Behandlung der Frage dürfte deshalb die plastische Verformung der angeschlossenen Teile ungeachtet der Festigkeit der anschließenden Elemente nicht außer Acht gelassen werden.

Bei Kombinationsverbindungen, in denen nur die Vorderkante eines Bleches an das andere angeschweißt ist, muß mit einer sehr ungleichmäßigen Beanspruchung der einzelnen Nietreihen gerechnet werden. Ein ähnlicher Fall liegt vor, wenn die genieteten Anschlüsse von Profilen mit den Knotenblechen nur durch Stirnschweißung an den Profilenden oder durch Flankenschweißung, die in der Kraftrichtung nicht symmetrisch zum Nietbild, sondern mehr nach dem Profilende zu angeordnet ist, verstärkt werden. Wegen der größeren Formänderungsfähigkeit in den von der Schweißnaht mehr entfernteren Teilen erhält man im ganzen eine stärkere Beteiligung der Nietung an der Kraftübertragung.

Für eine dreireihige Nietung bei Anschweißung einer Blechkante an das andere Blech wurden die Verschiebungen in den einzelnen Nietreihen ermittelt. Setzt man die als Mittelwerte aus zwei Parallelproben gebildeten Verschiebungen in den einzelnen Reihen als bestimmend für den durch die Niete geleisteten Formänderungswiderstand an, so ergibt sich unter Zuhilfenahme des Verschiebungsbildes für die nur genieteten, dreireihigen Proben, die in allen Nietreihen der Ausbildung und nach den Ergebnissen von Verschiebungsmessungen sehr gleichmäßig beansprucht waren, oder der Werte $\delta \rightarrow P_N$ der Zahlentafel 1 der in Zahlentafel 2 angegebene Formänderungswiderstand, d. h. die Kraftübertragung in den einzelnen Nietreihen, und durch Summierung der Kraftanteil der Nietung und dadurch rechnerisch auch der Schweißung.

Zahlentafel 2.

Verbindung durch	Belastung in t P	Lastanteil in t der Nietung in der Nietreihe an der Schweißkante P_I	in der Mitte P_{II}	an der freien Kante P_{III}	$P_I + P_{II} + P_{III} = P_N$	der Schweißung $P - P_N = P_S$	Verhältnisse $\frac{P_N}{P_S}$	$\frac{P_N}{P_C}$
3 × 9 Niete	29,2	0,8	1,7	2,5	5,0	24,2	0,21	0,17
mit	38,9	1,7	3,3	5,2	10,2	28,7	0,28	0,26
$F_S = 47{,}7\ cm^2$	49,2	3,3	5,2	6,6	15,1	34,1	0,44	0,31
und eine	58,7	5,2	7,0	9,0	21,2	37,5	0,57	0,36
Naht mit	69,0	(7,7)	(11,9)	(12,6)	(32,2)	(36,7)	—	—
$F_a = 21\ cm^2$	79,0	(9,7)	(15,1)	(31)	—	—	—	—

Der Kraftanteil der Nietung ist bei dieser Anordnung also wesentlich größer. Diese Ausbildung der Verstärkung ist aber an sich nicht zweckmäßig, weil bei dieser oder ähnlicher Lage der Schweißnähte der bestehenden Schwächung der angeschlossenen Teile in der äußersten Nietreihe nicht wirksam begegnet wird. Der Bruch erfolgte auch hier im Blech durch die vorderste Nietlochreihe bei Lasten, die nicht höher waren als bei der reinen Nietung.

Die wenigen angeführten Beispiele mögen genügen, um die Schwierigkeiten zur befriedigenden Klärung dieses Problems zu zeigen. Ich habe mich darauf beschränkt, die Ergebnisse einfachster Verbindungen zu behandeln, da bei anderen Verbindungen, z. B. Flankenschweißung und Nietung, oder bei anderen Profilen, z. B. dem Winkeleisen, die Verhältnisse noch viel verwickelter werden. Aus weiteren, im Materialprüfungsamt ausgeführten Versuchen mit anderen Anschlüssen, Winkel- und Flankenschweißungen, ließe sich qualitativ noch weiter belegen, daß die Mitwirkung der Nietung in kombinierten Verbindungen bei den Nutzlasten bei weitem nicht der Mitwirkung in der Nähe des Bruches entspricht, auch daß in Anbetracht der absolut ungleichen Spannungs-Formänderungs-Bedingungen beider Verbindungselemente eine allgemein gehaltene Bemessungsregel ohne Rücksicht auf die besondere Art des Anschlusses nicht aufgestellt werden kann. Da es überdies bei genieteten Anschlüssen älterer Bauwerke ohne eingehendere Messungen meistens nicht möglich sein wird, einwandfreie Aufschlüsse über den Formänderungswiderstand der Nietung zu erhalten, erscheint bei Verstärkungen eine wesentliche rechnerische Zuweisung der Kräfte aus wechselnden Belastungen auf die Nietung nicht empfehlenswert. Bei Stäben einer Kraftrichtung kann zur stärkeren Heranziehung der Nietung an der Kraftübertragung die Vornahme der Verstärkung unter einer gewissen Vorlast in Frage kommen, wobei in Berücksichtigung der in diesem Fall bei der Entlastung in den Nähten auftretenden, den Betriebsspannungen entgegengesetzten Spannungen die Vorlast von Fall zu Fall und nicht zu hoch bemessen werden darf.

Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

Die Folgerungen in meinem Versuchsbericht, den ich über obenstehende Frage in Stahlbau, Heft 13, veröffentlicht hatte, lauten:

„Die vorstehend beschriebenen Versuche haben den Beweis erbracht, daß Schweißnaht und Niete bei richtiger Anordnung sehr wohl zusammenwirken; allerdings werden die Nieten nicht vollkommen ausgenutzt. Es wird daher für die Berechnung vorgeschlagen, bei kombinierter Nietung und Schweißung die zulässige Beanspruchung der Niete auf 850 kg/cm² des vollen Querschnitts festzulegen, während die Schweißnähte entsprechend den ‚Richtlinien' mit 750 kg/cm² zu bewerten sind."

Im Anschluß hieran hat Herr A. Bühler, Sektionschef für Brückenbau bei den Schweizer Bundesbahnen, in Stahlbau, Heft 20, einen Artikel über: „Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen" veröffentlicht; Bühler erklärt am Schluß, daß die Ergebnisse seiner Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht sehr ungünstig waren, und daß er deswegen davon abgehalten worden sei, die Versuchsreihen zu vermehren. Auf Grund seiner Versuche, die im Jahre 1925 angestellt worden sind, bestreitet Bühler die Richtigkeit meiner Auffassung. Seine Schlußfolgerung ist mir um so unverständlicher, als seine eigenen Versuchsergebnisse das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht unter der von mir gemachten Einschränkung der richtigen Anordnung durchaus beweisen. In dem Bühlerschen Bericht steht auf S. 233 wörtlich:

> „Der Gesichtspunkt der rein statischen Festigkeit dürfte als Minimalbedingung zu bezeichnen sein; er bedingt, daß die Schweißung in erster Linie $^1/_3$ der Scherfestigkeit der Niete zu ersetzen hat, um die Festigkeit der reinen Nietverbindung wieder herzustellen, worauf erst der Überschuß der Schweißung als Verstärkung in Betracht kommt."

Diesen Satz kann ich nur unterschreiben; Bühler bestätigt damit meine Behauptung von dem Zusammenwirken der Niete und Schweißnaht bei entsprechender Gestaltung der Verbindung. Bühler hatte ebenfalls gefunden, daß einzelne Verbindungen sich weniger eignen als andere, und daß der Eintritt des Bruches bei einer Nietung mit Stirnschweißung verhältnismäßig plötzlich, mit Flankenschweißung dagegen etwas verzögert eintrat, und hält danach die letztere für die günstigere Anordnung.

Wer den Artikel des Herrn Bühler unbefangen liest, gewinnt den Eindruck, daß die Versuche, obwohl sie 1925, d. h. zu einer Zeit gemacht worden sind, wo die Schweißverfahren noch keineswegs soweit entwickelt waren wie heute, ebenfalls den Beweis erbringen, daß ein Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht stattfindet. Was Bühler zu seinen ungünstigen Schlußfolgerungen veranlaßt hat, vermag ich aus seinem Bericht nicht zu ersehen.

Der in diesem Heft wiedergegebene Aufsatz des Dr.-Ing. G. Bierett beschäftigt sich ebenfalls mit der Frage „Über die Zusammenwirkung von Nieten und Schweißnähten in kombinierten Verbindungen". Bierett hat auf Grund einer besonderen Aufgabe eine überlappte Verbindung zweier Bleche von 500 mm Breite und 6 mm Stärke untersucht, die mit drei und vier Nietreihen verbunden waren. Er hat zur Verstärkung dieser Verbindung lange Stirnnähte von 500 mm Länge senkrecht zur Kraftrichtung angeordnet und diese bei einer Versuchsgruppe an einem Blechrand, bei einer anderen Versuchsgruppe an beiden Blechrändern angeordnet. Diese Verbindung ist für das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht denkbar ungünstig; sie ist, wenn man eine Verstärkung der Nietverbindung durch Schweißung erreichen will, sogar direkt als zweckwidrig zu bezeichnen. Ein Zusammenwirken der Niete mit der Schweißnaht kann nur erwartet werden, wenn, wie ich bereits in meinem

Aufsatz in Stahlbau, Heft 13, betont habe, die Schweißnaht im Verhältnis zur Nietverbindung richtig angeordnet wird. Diese richtige Anordnung ist dann gegeben, wenn zwischen den Schweißnähten eine elastische Verformung und gegenseitige Verschiebung der Bleche eintreten kann, so daß die Niete zur Kraftübertragung herangezogen werden. Das wird im allgemeinen bei solchen Anordnungen der Fall sein, bei denen die Schweißnaht parallel zur Kraftrichtung gestellt wird, so daß eine Verformung der Bleche zwischen den Schweißnähten und im Bereich der Niete stattfinden kann.

Bei der durch Bierett wohl aus besonderen Gründen gewählten Verbindung lagen die Niete zwischen zwei Stirnschweißungen. Zwischen diesen Schweißnähten konnte daher nur eine verhältnismäßig sehr kleine gegenseitige Bewegung der Bleche stattfinden. Es ist also klar, daß ein Mittragen der Niete bei zwei Stirnschweißungen überhaupt kaum eintreten konnte; aber auch bei einer Stirnschweißung dürfte diese Anordnung nicht zweckmäßig sein.

Ich stimme Bierett durchaus zu, wenn er sagt, daß die Verteilung der Spannungen zwischen Nieten und Schweißnaht bei Nutzlast eine wesentlich andere ist, als bei der Bruchlast; trotzdem glaube ich, daß es zulässig und zweckmäßig ist, bei Festsetzung der zulässigen Belastung von der Bruchlast auszugehen. Es liegen hierbei ähnliche Verhältnisse wie im Eisenbetonbau vor. Auch im Eisenbetonbau sind die tatsächlichen Spannungen in den Eisen und im Beton unter der Einwirkung der Nutzlast ganz andere wie unter der Einwirkung der Bruchlast. Trotzdem legt man den Spannungsberechnungen in der Praxis einen Zustand zugrunde, wie er unmittelbar vor der Bruchbelastung eintritt. Der Fortschritt im Eisenbetonbau wäre unmöglich gewesen, wenn man sich durch die Schwierigkeiten in der Erfassung der Spannungen bei Nutzbelastung hätte abschrecken lassen.

Die Berechtigung, die zulässige Nutzbelastung aus der Bruchlast zu folgern, obgleich der Spannungszustand bei Nutz- und Bruchlast grundverschieden ist, kann auch aus den Berechnungsmethoden für Nietverbindungen hergeleitet werden. Seit über 100 Jahren berechnen wir Nietverbindungen unter der Voraussetzung, daß die Stabkraft sich gleichmäßig über sämtliche Niete verteilt, obgleich das tatsächlich auch nicht annähernd der Fall ist. Bekanntlich werden die dem Kraftangriff zunächst liegenden Niete wesentlich stärker beansprucht als die mittleren Niete einer Gruppe.

Ich glaube also, daß zur praktischen Lösung des vorliegenden Problems zunächst kein anderer Weg bleibt, als von der Bruchlast der kombinierten Verbindung auszugehen, und hiernach den Sicherheitsgrad zu bemessen. Zweifellos bleibt es nebenher eine wichtige Aufgabe wissenschaftlicher Forschungen, diejenigen Spannungen, die unter der Wirkung der Nutzlast tatsächlich entstehen, durch Versuche oder theoretische Erwägungen zu finden. Bei der kombinierten Niet- und Schweißverbindung handelt es sich um ein sehr schwieriges Problem, dessen Lösung man unmöglich abwarten kann, bis man die Vorteile ausnutzt, die sich bei kombinierter Nietung und Schweißung ergeben. Ich wiederhole aus meinem früheren Bericht, daß solche kombinierten Verbindungen wohl nur für Verstärkungen, aber dann auch mit gutem Erfolg anwendbar sind, daß man dagegen bei Neukonstruktionen schon aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus nur nieten oder nur schweißen sollte.

Daß die von Bühler und Bierett geäußerten Bedenken von der Praxis nicht allgemein geteilt werden, beweist die Tatsache, daß in Deutschland (Reichsbahn) und noch mehr im Ausland bereits mehrfach ältere genietete Konstruktionen durch Schweißen erfolgreich verstärkt worden sind.

Abschließend möchte ich noch erwähnen, daß ich inzwischen weitere Versuche zur Klärung der Frage des Zusammenwirkens von Nieten und Schweißnaht durchgeführt habe. Diese Versuche erstreckten sich auf einfachste symmetrische Verbindungen mit St 37 und St 52 und erwiesen überzeugend die Richtigkeit meiner Annahmen. Ich behalte mir vor, in Kürze an dieser Stelle ausführlich darüber zu berichten.

Zur Erwiderung von Herrn Professor Kayser.

Obschon die Darlegungen von Herrn Prof. H. Kayser mir widersprechend erscheinen, verzichte ich auf eine Entgegnung mit Rücksicht darauf, daß unsere Versuche so sorgfältig durchgeführt und dargestellt sind, daß jedermann aus den Ergebnissen Schlüsse ziehen kann. Wenn bei einem Stab durch eine der Nietung gleichwertige Schweißung keine Vermehrung der Bruchlast eintrat, so darf gewiß von einer vorsichtigen Bewertung des Zusammenwirkens von Nietung und Schweißung gesprochen werden. Daß weitere Versuche erwünscht sind, habe ich betont, und sehe daher den neuen Versuchsergebnissen von Herrn Prof. Kayser gerne entgegen.

Bühler.

Die von mir als Beispiel zur vorstehenden Frage angeführten Ergebnisse an überlappten Blechverbindungen sind aus verschiedenen, versuchsmäßig behandelten Verbindungsarten unter anderem auch mit Flankenschweißungen ausgewählt, weil sie m. E. die beiden entgegengesetzten Grenzfälle hinsichtlich des Zusammenwirkens von Nietung und Schweißnaht darstellen, die Verbindung mit zwei Schweißnähten als die für die Heranziehung der Nietung an der Kraftübertragung ungünstigste Anordnung, die Verbindung mit nur einer Stirnschweißnaht als die für die Mitwirkung der Nieten bei der Nutzlast günstigste Anordnung. Daß solche Grenzfälle in irgendeiner Hinsicht meistens ungünstig sind, ist in diesem Zusammenhang belanglos und auch von mir erwähnt worden. Man erhält auch für die hinsichtlich des Zusammenwirkens günstigste Anordnung eine ganz wesentlich geringere Heranziehung der Nietung bei der Nutzlast als bei späterer plastischer Deformation der Schweißung.

Flankenschweißnähte normaler Anordnung sind nach meinen Erfahrungen nicht günstiger, sondern liegen im allgemeinen zwischen den beiden angeführten Grenzfällen. Die Bruchlasten ergeben ein unverhältnismäßig günstiges Bild über die Mitwirkung der Nietung gegenüber der Beteiligung bei der Nutzlast. Entsprechende Versuchsergebnisse habe ich nicht näher behandelt, weil zur Erörterung über die Zusammenwirkung die zahlenmäßig verhältnismäßig einfach zu verfolgenden Grenzfälle am besten geeignet sind. Außerdem veranlaßten mich die gegenüber heutigen Verhältnissen relativ geringen Bruchlasten und Bruchspannungen von Verbindungen mit Flankenschweißnähten, die schon vor Jahren untersucht wurden, diese zahlenmäßig nicht näher zu erörtern. Damit trete ich den diesbezüglichen Einwendungen von Prof. Kayser gegen die Bühlerschen Versuche nicht bei, da Bühler seine Schlußfolgerungen hauptsächlich aus sehr feinen Formänderungsmessungen auch innerhalb der Nutzlasten und nicht allein aus den Bruchlasten zieht. Da nun hinsichtlich der elastischen Formänderungsfähigkeit von Schweißnähten — und auf diese kommt es bei der Zusammenwirkung bei der Nutzlast an — im Laufe der letzten Jahre keine deutliche Veränderung festzustellen ist, können m. E. die Bühlerschen Ergebnisse, soweit es sich um die Zusammenwirkung bei der Nutzlast handelt, auch auf heute hergestellte Schweißungen übertragen werden.

Von grundsätzlicher Bedeutung für die ganze Frage ist die Beurteilung der Zulässigkeit einer rechnerischen Berücksichtigung des Spannungsausgleiches. Kayser stellt hier Vergleiche mit der Berechnung im Eisenbetonbau und bei Nietverbindungen an. Zu ersterem kann ich nicht Stellung nehmen. Die Berechtigung, das bei der Bemessung von Nietverbindungen mit Berücksichtigung des Spannungsausgleiches übliche Vorgehen auf kombinierte Nietung und Schweißung zu übertragen, ist bisher noch nicht nachgewiesen. Der Spannungsausgleich als solcher tritt zwar auch hier ein, wobei aber zu beachten ist, daß der Eintritt des Spannungsausgleiches wie immer an plastische Verformungen gebunden ist, die wiederum innere Verspannung zur Folge haben. Für zähen Stahl wirken sich diese Erscheinungen wahrscheinlich nicht ungünstig aus. Die Auswirkung dieser Erscheinungen auf die Festigkeit des im Verhältnis zu den Baustählen spröderen Schweißgutes ist dagegen gänzlich ungeklärt, so daß die Übertragung der Berechnungsverfahren von reinen Nietverbindungen auf kombinierte Verbindungen wegen der gänzlich verschiedenen Werkstoffeigenschaften sehr bedenklich erscheint. Deshalb erscheint gerade in solchen Fällen der Bruchversuch ohne Bestimmung der Formänderungen zur Aufstellung von Bemessungsregeln sehr ungeeignet.

Die Frage der Verstärkungsmöglichkeit genieteter Konstruktionen durch Schweißen ist von mir nicht berührt worden, wie man aus dem Kayserschen Aufsatz schließen könnte, nur den günstigen Kayserschen Annahmen über die Mitwirkung der Niete glaubte ich nicht beipflichten zu können.

Bierett.

Schlußwort zu vorstehenden Entgegnungen der Herren Dipl.-Ing. Bühler und Dr.-Ing. Bierett.

Mit Herrn Bühler bin ich darin einig, daß nur weitere Versuche das fragliche Problem klären werden; ich hoffe, derartige Versuchsergebnisse in kürzester Frist veröffentlichen zu können.

Auf die Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Bierett im Rahmen einer kurzen Erwiderung ausführlich einzugehen, ist nicht möglich. Nur so viel möchte ich behaupten, daß überlappte Blechverbindungen mit einer oder beidseitiger Schweißnaht eben nicht die beiden Grenzfälle für das Zusammenwirken von Nietung und Schweißnaht sind. Wie Bierett — durchaus übereinstimmend mit meiner Ansicht — feststellt, ist die Verbindung mit zwei Stirnkehlschweißnähten die für die Heranziehung der Nietung zur Kraftübertragung ungünstigste Anordnung, also der eine Grenzfall. Dagegen ist m. E. die Verbindung mit einer Stirnschweißnaht keineswegs die günstigste Anordnung, also eben nicht der andere Grenzfall. Vielmehr wirken Flankennähte neben den Nieten günstiger, sind also der tatsächliche andere Grenzfall. Diese meine Ansicht folgt aus rein theoretischen Erwägungen und wird durch die Versuchsergebnisse bestätigt.

Ob es berechtigt ist, die zulässigen Nutzbelastungen einer Verbindung aus Bruchlastergebnissen zu folgern, ist eine grundsätzliche Frage, über die ich der Fachwelt die Entscheidung überlassen muß.

Kayser.

Wir schließen hiermit diese Aussprache. Die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 27. Februar 1931 | Heft 4

Die Aussteifung von Stahlskelettho chhäusern.

Mit vier Ausführungsbeispielen.

Von **Gerhard Mensch,** Beratender Ingenieur V.B.I., Berlin-Charlottenburg.

Wer den konstruktiven Aufbau der Stahlskeletthochhäuser in den letzten Jahren verfolgt hat, wird feststellen können, daß man das wichtigste Konstruktionsglied, die Aussteifung gegen seitliche Kräfte, in sehr verschiedener Weise durchführen kann und daß es dafür bestimmte Richtlinien nicht gibt. Jedes Bauwerk muß für sich durchgearbeitet werden, und man wird die wirtschaftlichste Lösung mit den Forderungen der Bauherren und des Architekten in Einklang bringen müssen.

Wenn man Vergleiche anstellen will über den Stahlverbrauch und legt als Maßstab das Gewicht für 1 m³ umbauten Raum zugrunde, so dürfen dabei nur Gebäude mit annähernd gleichen Grundlagen betrachtet werden, z. B. Bürohäuser mit etwa gleicher Geschoßzahl und Geschoßhöhe, ähnlichen Stützenabständen und gleicher Nutzlast. Vergleicht man die Stahlgewichte mehrerer Bürohäuser auf dieser Grundlage, so kann man trotzdem Unterschiede von 100 % feststellen. Der Grund hierfür liegt zwar teilweise in dem verschiedenen Aufbau der Bauwerke, sicher hätte aber auch manches Gebäude wirtschaftlicher durchgeführt werden können, und es liegt die Vermutung nahe, daß bei diesen die Heranziehung eines Ingenieurs überhaupt nicht oder zu spät erfolgt ist. — Nachstehend werden die Aussteifungen für einige Hochhäuser, die entweder Büro- oder gewerblichen oder Fabrikationszwecken dienen, beschrieben.

Es handelt sich um folgende Bauwerke:

1. Fernmeldekabelfabrik der AEG im Kabelwerk Oberspree, Berlin-Oberschöneweide,
2. Wernerwerk-Hochbau in Berlin-Siemensstadt,
3. Hochhaus der Magdeburgischen Druckerei- und Verlagsgesellschaft m. b. H. (Faber-Verlag), Magdeburg,
4. Bürohaus Berlin der Rhenania-Ossag Mineralölwerke A.-G., Hamburg.

Bei diesen Bauwerken hatte der Verfasser teils die konstruktive und statische Bearbeitung des gesamten Tragwerkes von Anfang der Entwurfsbearbeitung an zu erledigen, teils wurde er zur Beratung und Prüfung herangezogen.

1. Fernmeldekabelfabrik der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide.

Von den vielen Neu- und Erweiterungsbauten, die in den Jahren 1927/28 von der AEG in ihrem Kabelwerk in Berlin-Oberschöneweide errichtet wurden, ist dieser Hochbau durch die einfache Art der Aussteifung gegen Windkräfte bemerkenswert.

Der Bau hat nach Abb. 1 eine Gesamtlänge von rd. 100 m, eine Breite von 21 m und im jetzigen Ausbauzustand vier Stockwerke mit einer Gesamthöhe von 20 m bis zur Traufe.

Abb. 1. Grundriß der Fernmeldekabelfabrik der AEG in Berlin-Oberschöneweide.

Für den späteren endgültigen Ausbau sind im ganzen neun Stockwerke vorgesehen bei einer Gesamthöhe von 40 m (s. Abb. 2).

Die allgemeine Anordnung des Stahlskeletts geht aus Abb. 3 hervor. Es sind zwei innere Stützenreihen in 2,5 m Abstand angeordnet, deren Stützen sämtlich aus Peiner Trägern mit teilweisen Verstärkungen durch Gurtplatten bestehen. Für die Außenstützen wurden ähnliche Profile gewählt und die Außenflanschen sichtbar gelassen (Abb. 4), wodurch der Charakter des Stahlskeletts auch in der äußeren Erscheinung klar zum Ausdruck kommt. Das läßt auch das Lichtbild (Abb. 5) des bisher viergeschossigen Ausbaues erkennen.

Die Decken, deren Nutzlasten in Abb. 3 eingetragen sind, bestehen aus 15 cm-Hohlsteinen mit Schlackenbetonauffüllung und Holzklotzpflaster. Sämtliche Deckenträger, mit Ausnahme derjenigen in den Stützenfluchten, sind als teilweise eingespannt ausgebildet (Abb. 6).

Der Wind auf die Längswände wird durch die als starre Scheiben wirkenden Decken auf die massiven Giebelwände übertragen. Eine Heranziehung der beiden an den Giebelwänden liegenden Treppenhäuser zur Windübertragung war wegen der durch Fensteröffnungen stark geschwächten Wände nicht möglich; das mittlere kleine Treppenhaus

Abb. 2. Fernmeldekabelfabrik nach beabsichtigtem Ausbau.

Abb. 4. Teilweise Ummantelung der Außenstütze.

Abb. 6. Konstruktive Durchbildung der teilweisen Einspannung der Deckenträger.

Abb. 7. Ausbildung der Giebelwand.

Abb. 3. Querschnitt mit Angabe der Deckenlasten.

Abb. 8. Statische Darstellung der Windübertragung.

war ebenfalls nicht imstande, nennenswerte Windkräfte zu übertragen, während es bei den Giebelwänden durch besondere konstruktive Maßnahmen möglich war, sämtliche Kräfte aufzunehmen. Abb. 7 zeigt die Ausbildung der Giebelwände und Abb. 8 die statische Darstellung der Windübertragung. In jeder Wand sind beiderseits des Fahrstuhlschachtes zwei Scheiben geschaffen, deren Gurtungen aus den Stützen der Außen-

und Mittelreihen gebildet werden, die in jedem Geschoß durch besondere Riegel miteinander verbunden sind. Beide Scheiben sind außerdem in Höhe der einzelnen Geschoßdecken durch einen Zwischenriegel miteinander verbunden und beteiligen sich gleichmäßig an der Aufnahme der Windkräfte.

Zur Aussteifung der gemauerten Wandscheiben gegen Ausknicken sind in der Mitte zwischen den Hauptstützen noch besondere Stiele angeordnet. Die Wände sind aus Mauerziegeln 1. Kl. mit verlängertem Zementmörtel in Stärken von 38 cm bis zu 64 cm im Erdgeschoß ausgeführt.

Als Druckdiagonale wurde ein schräger Wandstreifen angenommen (Abb. 7), der unter Berücksichtigung der Aussteifung durch die Zwischenstiele zur Aufnahme der Querkräfte genügt. Bei den gewählten Wandstärken ist auch genügend Auflast vorhanden, um unter Zuhilfenahme von Verankerungen die Entlastungen der Stützen bei der Windübertragung aufzunehmen. Die Decken erhielten als Windträger keine besonderen Bewehrungen, da die äußeren Deckenträger als Gurtungen wirken und die zur Erzielung der teilweisen Einspannung dieser Träger angeordneten üblichen Zuglaschen (Abb. 6) auch die Gurtkräfte der Windträger aufnehmen können. Die Windkräfte auf die Giebelwände können ohne besondere Maßnahmen von den Längs- und Treppenhauswänden aufgenommen werden. Die Ausfachung der Außenwände erfolgte durch 30 cm starkes Mauerwerk mit 6 cm Luftschicht.

Als Gründung wurden Mast-Pfähle von 32 cm Durchmesser verwendet.

Das Gesamtgewicht der von der Firma Thyssen Eisen- und Stahl-Aktiengesellschaft, Berlin-Borsigwalde ausgeführten Stahlkonstruktion beträgt für den jetzigen Ausbau rd. 1800 t.

Der Entwurf ist in der Bauabteilung der Fabriken-Oberleitung der AEG unter Leitung von Oberingenieur Heideck aufgestellt, die architektonische Bearbeitung erfolgte durch das Atelier des Architekten B. D. A. Ernst Ziesel, Berlin.

Im Büro des Verfassers wurden sämtliche konstruktiven und statischen Arbeiten erledigt.

Abb. 5. Ansicht der Fernmeldekabelfabrik.

2. Wernerwerk-Hochhaus in Berlin-Siemensstadt.

Das in den Jahren 1929 und 1930 erbaute Verwaltungsgebäude ist nach dem Entwurf von Baudirektor Regierungsbaumeister Hertlein als Stahlskelettbau mit 25 bzw. 38 cm starken Umfassungswänden aus Vollziegeln ausgeführt.

Der Gebäudeblock besteht nach dem Grundriß (Abb. 9) und der Lichtbildaufnahme (Abb. 10) aus vier Flügeln: *A*, *B*, *C—E* und *D*, von denen der Flügel *A* am Siemensdamm mit der Haupteingangshalle und der Flügel *B* an der Ohmstraße 6 Stockwerke, Flügel *C—E* 8 und Flügel *D* 11 Stockwerke hoch ist. Die Flügel *C* und *D* sind teilweise unterkellert. Zwischen den Flügeln *A* und *D* ist ein Turm mit 14 Stockwerken und einer Gesamthöhe von rd. 57 m hochgeführt. Die Außenstützen sind in den Pfeilerachsen in 3,4 m und die Innenstützen in den Korridorwänden mit allgemein 6,8 m Abstand angeordnet. Zwischen den Deckenträgern in den Mittel- und Frontstützenreihen sind die Decken über drei Felder durchlaufend als Ackermanndecken ausgeführt. In jeder 3,4 m-Achse sind durchgehende Steifen aus I 16 angeordnet.

Sämtliche Windkräfte werden durch die als starre Scheibe wirkenden Deckenplatten teils auf die Umfassungswände, teils auf besondere Rahmen und Fachwerkscheiben übertragen. Die Decken erhielten als Windträger besondere Bewehrungen und sind dabei als massive waagerechte Scheiben von der Höhe der Gebäudebreite aufgefaßt. Aus der Abb. 11 ist zu ersehen, in welcher Weise die Deckenscheiben als Windträger durch besondere Rundeisen bewehrt sind, die in der Betondruckschicht der Ackermanndecken liegen.

Die von der Bauherrschaft vorgesehenen massiven Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk sind zur Windübertragung mitbenutzt worden.

Eine Windberechnung des Gebäudes unter Zugrundelegung der in den ministeriellen Bestimmungen vorgeschriebenen Windlasten von 100 bis 150 kg/m² waagerecht getroffener Fläche ergab, daß die Umfassungswände die bis zur Dachhöhe der Wände wirkenden Windkräfte aufnehmen konnten. Die Wände wurden hierbei als Stockwerkrahmen aufgefaßt, und zwar die Brüstungen als Riegel und die Fensterpfeiler, die hier die notwendige Breite hatten, als Stiele. Mit Rücksicht auf die errechneten Zugspannungen erfolgte die Ausführung des Mauerwerks in Zementmörtel.

In den beiden 6geschossigen Flügeln *A* und *B* konnte hiernach von besonderen Windaussteifungen ganz abgesehen werden. Abb. 12 läßt erkennen, daß die Wand als dünne Scheibe neben den Frontstützen hochgeführt ist. Die Verbindung des Mauerwerks mit den Stützen zeigt Abb. 13.

Die Windkräfte oberhalb Flur 7 (Dach der Flügel *A* und *B*) auf den 8geschossigen Flügel *C* werden von zwei im Treppenhaus T_{III} (Abb. 9) angeordneten Stockwerkrahmen 6 und 7 (Abb. 14) und den Längswänden des 11geschossigen Flügels *D* aufgenommen. Zur Aussteifung des Treppenhauses T_{III} für Wind in der Richtung des Flügels *C* dient Rahmen 8 (Abb. 9 u. 15). In dem Flügel *E* sind mit Rücksicht auf eine spätere Erweiterung in der provisorischen Giebelwand zwei miteinander gekuppelte Stockwerkrahmen 3 angeordnet (Abb. 9 u. 16). Sonst werden die Windkräfte ebenfalls von den Längswänden des Flügels *D* aufgenommen.

Zur Aussteifung des 11geschossigen Flügels gegen Windkräfte oberhalb des 6- bzw. 8geschossigen Flügels dienen die Stockwerkrahmen 5 (Abb. 17) in der Außenwand des Treppenhauses T_{IV} und T_V und Rahmen 1 (Abb. 18) in der Giebelwand am Siemensdamm sowie die Fachwerkscheiben 2 (Abb. 19) und 4 (Abb. 20). Außerdem sind zur Aussteifung des Turmes in den im Grundriß (Abb. 9) angedeuteten Stellen die Stützen innerhalb der Wände durch Diagonalen zu Fachwerkscheiben verbunden, die teils nur bis zum Flur 11 durchgeführt werden und hier ihre geringen Windkräfte durch die Deckenscheiben an die Rahmen 1 und die Fachwerkscheibe 4 abgeben.

Es wurde besonderer Wert darauf gelegt, die am meisten belasteten Windaussteifungen 2 und 4 als Fachwerkscheiben auszubilden, da diese gegenüber den Stockwerkrahmen weniger elastisch sind. Bei der Scheibe 4, die in der Rückwand der Paternosteranlage liegt, war es ohne weiteres möglich. Bei der Scheibe 2 wurde durch Anordnung von *K*-Verbänden die Möglichkeit geschaffen, Türöffnungen in der Trennwand anzuordnen, nur im Keller und Flur 1 mußten die Diagonalen fortfallen und biegungsfeste Systeme eingeschaltet werden.

Sämtliche Decken sind für eine Nutzlast von 500 kg/m² berechnet worden.

Die Stahlkonstruktion selbst bot keine Schwierigkeiten und ist in der üblichen Weise ausgeführt worden (Abb. 21). Bei den Stockwerkrahmen sind die Riegel in die aus zwei Profilen bestehenden Stützen eingespannt. Die Festlegung der Riegel gegen die Stützen geschah durch die bisher übliche Ausführung durch Flachkeile mit Paßfutter.

Gewicht der Stahlkonstruktion.

Bemerkenswert ist bei diesem Bau noch der äußerst geringe Stahlverbrauch, auf 1 m³ umbauten Raum bezogen. Bei einem Gesamtstahlverbrauch von 3208 t und 176 600 m³ umbautem Raum ergibt sich für 1 m³:

$$\frac{3208}{176{,}6} = 18{,}1 \text{ kg/m}^3.$$

Wenn man diese Zahl vergleichen will mit anderen in den letzten Jahren ausgeführten Stahlskeletthochhäusern, so muß noch berücksichtigt werden, daß im vorliegenden Bau weitgespannte Decken verwendet wurden, während fast alle übrigen Bauten mit Deckenträgern und Decken

Abb. 9. Grundriß des Wernerwerks in Siemensstadt.

Abb. 12. Die als Windaussteifung wirkende Außenwand wird neben den Frontstützen hochgeführt.

Abb. 13. Verbindung der Außenwand mit den Frontstützen.

Abb. 11. Bewehrung der als Windträger wirkenden Deckenplatte.

Abb. 19. Fachwerkscheibe 2.

Abb. 20. Fachwerkscheibe 4.

Abb. 10. Das Wernerwerk nach der Ausfachung.

Abb. 21. Dieser Bauzustand kennzeichnet die der Stahlskelettbauweise eigentümlichen, zweckmäßigen Möglichkeiten in der zeitlichen Reihenfolge der Ausführungen einzelner Bauabschnitte.

Abb. 14. Rahmen 6 u. 7.

Abb. 15. Rahmen 8.

Abb. 16. Rahmen 3.

Abb. 17. Rahmen 5.

Abb. 18. Rahmen 1.

gewöhnlicher Spannweite ausgeführt worden sind. Hätte man dementsprechend auch hier die Aussteifungsträger zwischen den Stützen als Deckenträger ausgebildet, so würde sich nach einer besonderen Untersuchung ein Mehrverbrauch an Stahl von etwa 410 t ergeben und das Gewicht für 1 m³ umbauten Raum auf 20,5 kg/m³ erhöhen.

Auch diese Zahl ist im Vergleich mit ähnlichen Bauwerken, die zum Teil das doppelte Gewicht und mehr aufweisen, außerordentlich gering. Die Ursachen liegen teilweise in der Grundrißlösung des Baues, die in statischer und konstruktiver Hinsicht sehr günstig ist, hauptsächlich aber auch in der Ausbildung der Umfassungswände in massivem Mauerwerk, die zur Aussteifung mit herangezogen werden konnten. Die Ausführung der gesamten Stahlkonstruktion war der Vereinigte Stahlwerke A. G., Dortmunder Union, Dortmund, übertragen. Die Montage ging programmgemäß und ohne Unfall vonstatten.

Dem Verfasser war die Beratung in konstruktiver und statischer Beziehung, vor allem in bezug auf die Aussteifungskonstruktion übertragen, sowie die Prüfung der statischen Berechnungen aller tragenden Teile.

3. Hochhaus der Magdeburgischen Druckerei- und Verlags-Gesellschaft m. b. H. (Faber-Verlag) in Magdeburg.

Um die Betriebstätten und die Räume der Verwaltung der Bauherrin auf dem in der Bahnhofstraße gelegenen, verhältnismäßig engen Grundstück zusammenzufassen, wurde im Jahre 1930 nach dem Entwurf von Regierungsbaumeister a. D. Schaeffer-Heyrothsberge, Architekt B. D. A., das erste Magdeburger Hochhaus errichtet. Es wurde nach dem Vorschlag des Verfassers als Stahlskelettbau ausgeführt, da diese Bauweise die Schwierigkeiten bei der Fundierung besser zu überwinden zuließ und auch den Eigenarten des Zeitungsbetriebes eher gerecht werden konnte als ein Eisenbetonbau.

Nach den Abb. 22 bis 24 liegt das Bauwerk mit einer Frontbreite von 14,13 m an der Straße und reicht in einer Länge von ∾ 32 m in das Grundstück hinein. Das ebenfalls in Stahlskelett errichtete Treppenhaus ist in der Flucht der Hoffront seitlich angefügt. Das Gebäude hat in der gesamten Fläche des Grundrisses fünf Geschosse, die alle dem Betriebe des Zeitungsdruckes dienen. Das erste Geschoß ist mit dem Kellergeschoß zu einem Raum für die Rotationsmaschinen vereinigt worden. Der zur Straße gelegene Teil des Baues erhält für die Verwaltungsräume in einer Tiefe von 16 m sechs weitere Geschosse. Ein für die Wetterwarte vorgesehener Aufbau vereinigt sich mit dem ebenfalls so hoch geführten seitlichen Treppenhausturm. Die Anordnung des Turmbaues im Grundriß läßt die Abb. 24 erkennen. Die architektonische Gesamtwirkung zeigen die Abb. 25 u. 26.

Der Verfasser wurde damit betraut, die günstigste Lösung für die konstruktive Gestaltung des Tragwerkes und der Fundierung festzustellen und die statischen und Massenberechnungen hierfür anzufertigen. In Anbetracht der durch den im Baugrund vorgefundenen „Magdeburger

Abb. 33. Stahlskelett-Montage.

Abb. 25. Frontansicht.

Abb. 26. Rückansicht.

Abb. 30. Fachwerkscheibe 1.

Abb. 29. Fachwerkscheibe 6.

Abb. 27. Rahmen *B*, *C* u. *D*.

Abb. 28. Front-Rahmen *A*.

Abb. 22. Ebene *O*.

Abb. 23. Ebene 5. Gesamtmaß ≈ 30 000.

Abb. 24. Ebene 11.

Abb. 32. Konstruktive Durchbildung des untersten Riegels des Rahmens „D".

grünen Sand" und der notwendigen Unterfahrung der Wände der Nachbargebäude zu rd. 4 m in der ganzen Gebäudetiefe von 32 m besonders gebotenen Vorsicht bei der Wahl der Fundierung und mit Rücksicht auf den Stand des Grundwassers zur Zeit der Ausführung entschied man sich für parallel zur Straßenfront angeordnete Stockwerkrahmen mit einer Mittelstütze.

In den Grundrissen Abb. 22 bis 24 sind die Rahmen *A* bis *F* kenntlich gemacht. Das System der Rahmen *B*, *C* und *D* zeigt die Abb. 27. Es handelt sich um je zwei einhüftige Stockwerkrahmen, die bei *B*, *C* und *D* 11 geschossig und bei *E* und *F* 5 geschossig ausgebildet sind. In der Frontwand *A* mußten die Riegel wegen der Fensterteilung kürzer gehalten werden, so daß zwei ebenfalls einhüftige Rahmen entstanden, die durch die entsprechende Ausbildung der Fensterträger gekuppelt wurden. Das System dieses Rahmens zeigt die Abb. 28. Sämtliche Rahmen *A* bis *F* leiten die auf sie entfallenden Winddrücke unmittelbar in die Fundamente.

Abb. 34. Das Hochhaus des Magdeburger Generalanzeigers im Magdeburger Stadtbild.

Für die Aufnahme der Windkräfte auf die Frontwände stand von der Ebene 5 bis zur Ebene 13 die innere, nicht durch Öffnungen unterbrochene Treppenhauswand zur Anordnung einer Fachwerkscheibe zur Verfügung. Sie wurde mit gekreuzten Schrägen aus Flachstäben gebildet. In der Abb. 29 sind die Füllungsstäbe gestrichelt dargestellt, da sie nicht in der Ebene der Fachwerkscheibe 6 liegen. Die Versetzung ist aus dem Grundriß in der Abb. 23 ersichtlich. Die waagerechten Pfosten der Fachwerkscheibe dienen gleichzeitig in jedem Geschoß als Abfangung der Treppenhauswand, da auch diese in Leichtsteinen ausgeführt ist (Abb. 32). Bemerkenswert ist noch, daß in der Ebene der Füllungsstäbe keine senkrechten Gurtungen vorhanden sind. Sie hätten sonst in der Höhe der Ebene 2 abgefangen werden müssen, da das Treppenhaus im untersten Geschoß nicht in den Raum hineinragen durfte. Die senkrechte Seitenkraft der Schrägen wird in jedem Geschoß durch die entsprechenden Rahmenriegel aufgenommen und auf die Rahmenstiele und die Mittelstützen übertragen. Dies läßt auch eine bessere Ausnutzung des Materials zu, da die Rahmenriegel bei dieser Windrichtung sonst durch Winddruck nicht beansprucht werden. In der Ebene 5 gibt die eben besprochene Fachwerkscheibe die Querkraft aus dem Winddruck an den zwischen den beiden Riegeln

Abb. 31. Konstruktive Durchbildung des Rahmenstieles „D".

der Rahmen *B* und *C* angeordneten waagerechten Verband ab, der die Auflagerdrücke in die Fachwerkscheiben 6 und 1 leitet (Abb. 23). Konnte die Turmwand in der Reihe 6 von der Ebene 5 ab nach oben wegen der normalen Fensterteilung nicht für die Unterbringung eines Verbandes benutzt werden, so war dies von der Ebene 5 ab nach unten möglich.

Abb. 29 zeigt die der Fensterteilung und den für die spätere Verbindung mit dem Gebäude des Bauabschnittes 2 erforderlichen Öffnungen angepaßte Systemführung. Der größte Teil der Stäbe mußte daher knicksicher ausgebildet werden.

In der Reihe 1 war es angängig, die Fachwerkscheibe 1 durch Anordnung von gekreuzten Schrägen zwischen den Rahmen *A—B* und *C—D* zu schaffen, wie es die Abb. 30 zeigt. Die Stiele *B* und *C* wurden dann rahmenartig zusammengefaßt, wobei die Möglichkeit von Öffnungen vorzusehen war.

Auf diese Verbände werden die Windkräfte durch die massiven Deckenplatten übertragen. Das günstige Verhältnis der Spannweite dieser Scheiben zu ihrer Höhe ließ es zu, auf eine zusätzliche Bewehrung der Deckenplatten zu verzichten. Allgemein muß noch erwähnt werden, daß die Ausfachung der Wände zur Übertragung der Winddrücke nicht herangezogen werden konnte, da mit Rücksicht auf die Fundierung nur Leichtsteine verwendet werden konnten.

Für die unteren fünf Riegel der Rahmen *B* bis *F* sind wegen der erheblichen Nutzlasten dieser Geschosse und der großen Biegungsmomente aus dem Winddruck Peiner Träger gewählt worden, die meist ohne Verstärkung ausreichen. Alle Riegel sind in der üblichen Weise zwischen den beiden I-Profilen der Stützen eingeführt und gegen Druckbleche durch Flachkeile und Paßfutter festgelegt. Die Flachkeile sämtlicher Rahmen wurden einzeln auf guten Sitz nachgeprüft und abgenommen. Um von der Zuverlässigkeit der Arbeiter weniger abhängig zu sein, empfiehlt es sich, die bessere Ausführung mit Doppelkeilen zu wählen. Sie ist bei dem unter 4). beschriebenen Bau dargestellt und erläutert.

An einigen Einspannstellen wurden bei den Grundquerschnitten durch die großen Querkräfte die zulässigen Grenzen für die Schub- und Hauptspannungen überschritten. Sie sind daher in der ebenfalls im 4. Abschnitt genauer erörterten Weise verstärkt worden. Nähere Einzelheiten zeigen die Abb. 31 u. 32 mit den Konstruktionen des Rahmenstieles *D* und des untersten Riegels des Rahmens *D*. Der Rahmenstiel besteht aus II 55 mit entsprechenden Verstärkungen an den Einspannstellen, die bei dem Stiel *D* beiderseits je vier Gurtplatten 200 · 15 beträgt. Außerdem mußte dieser Stiel im untersten Geschoß noch Stegbeibleche und an den Einspannstellen besondere Stegverstärkungen erhalten, da die äußeren Abmessungen begrenzt waren.

Der Rahmen *A* (Abb. 28) mußte innerhalb der Frontwand untergebracht werden. Daher sind hier auch die Stiele einwandig ausgebildet und die Riegel demgemäß mit oberen und unteren Ecken angeschlossen. Eine Ansicht des Stahlskeletts läßt in der Abb. 33 diese Einzelheiten erkennen, während Abb. 34 die Wirkung des Hochhauses im Magdeburger Stadtbild zeigt.

Das Gesamtgewicht der von der Fa. Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführten Stahlkonstruktion beträgt 830 t.

4. Bürohaus Berlin der Rhenania-Ossag-Mineralölwerke A.-G., Hamburg.

Das von Professor Fahrenkamp, Düsseldorf, entworfene Gebäude befindet sich zur Zeit noch in der Ausführung. Es liegt mit einer Front an der Königin-Augusta-Straße am Landwehrkanal, in der Nähe der Potsdamer Brücke, mit zwei anderen Fronten an der Bendler- bzw. Regentenstraße und mit der vierten neben einem Nachbargebäude. Aus der Lichtbildaufnahme eines Modells (Abb. 35) ist der Aufbau zu ersehen. An der Königin-Augusta-Straße ist das Gebäude sowohl im Grundriß treppenartig angeordnet, als auch in der Höhe, indem die Geschoßzahl von der Regentenstraße nach der Bendlerstraße zu ansteigt. Der Flügel an der Bendlerstraße selbst (vgl. Grundriß Abb. 36 und Querschnitt Abb. 37) hat auf etwa $^2/_3$ seiner Länge elf Geschosse über dem Bürgersteig und setzt dann nach dem Nachbargebäude zu mit vier Geschossen ab, damit der westliche Teil in gleicher Höhe mit der Traufe des Nachbargebäudes abschließt. Das ganze Gebäude ist vollständig mit zwei Geschossen unterkellert, wovon das untere als Lagerkeller und das obere als Garage dient. Auch das Untergeschoß dient mit seinen nach dem überdachten Hof zu gelegenen Räumen als Garage (s. Abb. 37). Die Zu- und Ausfahrten erfolgen für die beiden Garagengeschosse von der Bendler- bzw. Regentenstraße.

Dem Verfasser wurde die Aufgabe gestellt, das gesamte Tragwerk einschließlich der Fundierung zu entwerfen und statisch zu berechnen.

Es konnte damit gerechnet werden, daß sich bei diesem Objekt zwischen der Stahl- und Eisenbetonbauweise nur geringe Kostenunterschiede ergeben würden. Die Bauherrin entschloß sich für die Ausführung als Stahlskelettbau.

Abb. 35.
Modell des Verwaltungsgebäudes der Rhenania-Ossag-Mineralölwerke A.-G. in Berlin.

Abb. 40. Schnitt a—a in Abb. 36.

Abb. 37. Querschnitt der Flügel mit Rahmen B und D und der Hofüberdachung.

Abb. 36. Grundriß.

Abb. 42. Eckversteifung der Rahmen A, B, C und D mittels Doppelkeile.

Abb. 41. Flachträger über dem 5. Obergeschoß überträgt die Windkräfte des darüber gelegenen Gebäudeteiles auf die Rahmen B und D.

Abb. 38. Bewehrung der Geschoßdecken zur Übertragung der Windkräfte auf die Rahmenebenen A, B, C und D.

Abb. 39. Scheiben-System zur Übertragung der Windkräfte.

Abb. 44. Stoßanordnung in den Rahmenriegeln.

Abb. 47. Konstruktive Durchbildung eines Rahmenriegels.

Abb. 49. Verstärkung des Riegelquerschnitts an der Einspannstelle.

Abb. 50. Isolierung des Gebäudes gegen Erschütterungen durch den Straßenverkehr.

Abb. 48. Konstruktive Durchbildung einer Stütze mit Riegeleinspannungen.

Abb. 51. Einzeldurchbildung der Erschütterungs-Isolierung.

Der architektonische Entwurf hatte die Stützenstellungen festgelegt und sah vor allen Dingen in den Fronten Fensterpfeiler mit verhältnismäßig kleinen Abmessungen vor, so daß es zweckmäßig erschien, die Aussteifungen in die Stützenreihe an den Korridoren zu legen. Auch die Treppenhäuser sind in Stahlskelett durchgeführt und mit nichttragendem Mauerwerk ausgefacht. Der Grundriß (Abb. 36) zeigt die Anordnung von vier Stockwerkrahmen *A—B—C—D*, auf die der Winddruck mit Hilfe der starren Deckenscheiben übertragen wird. Jede Geschoßdecke bildet eine Ringscheibe, die den Wind auf das entsprechende Geschoß aufzunehmen und auf die Stockwerkrahmen zu übertragen hat. Zur Aufnahme der auftretenden Kräfte und Momente sind die Geschoßdecken mit besonderen Eiseneinlagen versehen, was in Abb. 38 dargestellt ist. Die Geschoßdecken selbst sind als Steineisendecken ausgeführt, mit Dedecosteinen und einem tragenden Überbeton, in dem sich die Eiseneinlagen für die Windscheiben befinden. Die statische Wirkungsweise ist in Abb. 39 dargestellt. Danach haben z. B. die Stockwerkrahmen *A* und *C* den Winddruck aufzunehmen, der in Richtung dieser beiden Rahmen auf die Flügel *B* bzw. *D* wirkt. Die Abb. 40 stellt einen Längsschnitt durch den Flügel an der Bendlerstraße dar und zeigt, wie der Stockwerkrahmen aus den Stützen und den Unterzügen zwischen ihnen gebildet ist. Aus der gleichen Abbildung ist auch zu erkennen, daß die vier höher geführten Geschosse über einem besonderen Flachträger liegen, der in der Decke über dem 5. Obergeschoß angeordnet ist, um die Windkräfte auf die Längswand des höher geführten Teiles aufzunehmen und an die Stockwerkrahmen *B* und *D* abzugeben. Die massive Decke allein war nicht imstande, diese Kräfte aufzunehmen und es wurde daher mit Hilfe der Trägerlage des Geschosses und besonderer Diagonalen, die für beide Windrichtungen aus Flachstäben ausgebildet sind, der Windträger gebildet (Abb. 41). Die Steifigkeit des höher geführten Teiles selbst ist dadurch geschaffen, daß die Stiele der schmalen Vorder- und Hinterfront mit den Fensterriegeln zu Stockwerkrahmen biegungsfest verbunden worden sind.

Abb. 43.
Eckversteifung mittels Doppelkeile.

Abb. 45. Die obere Auflagerkonstruktion an den Stützen ist vor Einführung der Riegel behelfsmäßig seitlich angeschraubt.

Abb. 46.
Montage der Stockwerkrahmen.

Die Ausbildung der Stockwerkrahmen *A*, *B*, *C* und *D* ist insofern bemerkenswert, als die Verbindung der Rahmenriegel mit den Rahmenstielen, die, wie sonst üblich, auch aus zwei I-Profilen bestehen, nicht in der bisher gebräuchlichen Weise mit Flachkeilen und Paßfuttern erfolgt ist, sondern durch Doppelkeile an drei Auflagerpunkten der Einspannstelle und einem Druckstück an dem vierten unteren Auflagerpunkt (Abb. 42, 47, 48). Hierdurch wird die Gewähr geboten für eine einwandfreie Einspannung. Falls die Riegel auf den beiden unteren Auflagerflächen auf festen Auflagerpunkten aufliegen und nur die beiden oberen Stellen ausgekeilt werden, so ist die Möglichkeit vorhanden, daß bei einer nicht genauen gleich hohen Lage der unteren Auflagerpunkte die Riegel nicht überall anliegen. Bei der Ausführung mit Flachkeilen und Paßfutter ist auch die Möglichkeit vorhanden, daß die Berührungsflächen durch zu starkes Antreiben zerstört werden oder die Keile nicht fest genug sitzen, falls der betreffende Arbeiter nicht die richtigen Paßstücke zur Hand hat und verwendet. Die endgültige Feststellung der Doppelkeile erfolgt durch besonders angepaßte Winkelstücke. Die Keile besitzen am unteren Auflagerpunkt Langlöcher zur Durchführung von Befestigungsschrauben des Riegels mit der Stütze.

Die durch Einspannung entstehenden verhältnismäßig großen Drücke an je einem oberen und unteren Auflagerpunkt haben dazu geführt, daß der obere und untere Auflagerpunkt an jeder Seite einer Stütze durch Zugbänder miteinander verbunden sind. Hierdurch ist erreicht worden, daß beide Punkte nur für die Hälfte der Kräfte aus dem Moment zu bemessen sind, da sie stets gleichzeitig wirken. Eine Lichtbildaufnahme (Abb. 43) zeigt die Wirkungsweise der Zugbänder und läßt auch die Keile erkennen, bei denen allerdings noch nicht die ungleichschenkligen Winkelstücke für die Feststellung angebracht sind. Von ausschlaggebender Bedeutung für den Zusammenbau auf der Baustelle ist die leichte Einführung der Riegel in die zweiteiligen Stützen. Abb. 44 zeigt die Stoßanordnung der Riegel und das Lichtbild Abb. 45 läßt erkennen, daß die obere Auflagerkonstruktion über dem Riegel vor Einbringen des Riegels nur behelfsmäßig seitlich angeschraubt wurde. Vor dem Auskeilen sind die Verbindungen dann mittels eingepaßter Schrauben befestigt, wie im übrigen alle sonst zu nietenden Teile auf der Baustelle in der gleichen Weise trotz Mehrkosten ausgeführt worden sind, um die Nachbarn mit dem störenden Lärm durch die Nietarbeit zu verschonen.

Der Zusammenbau der Stockwerkrahmen ist weiterhin aus dem Lichtbild (Abb. 46) zu ersehen. Der untere Riegel hängt noch am Montagekran und die oberen Auflagerkonstruktionen zur Aufnahme der Drücke aus dem Einspannungsmoment der Riegel sind noch nicht in ihre endgültige Lage gebracht. Der obere Riegel fehlt noch. Man sieht an jeder Stütze das Druckstück für den einen unteren Auflagerpunkt der Riegel, der keine Keile erhält.

In statischer Beziehung ist folgendes zu bemerken: Für die Aufnahme von Windlasten sind in den Mitten der Riegel und Geschoß-Stiele Momentennullpunkte angenommen worden. Die Riegel selbst sind für die Belastung durch die Deckenträger mit Rücksicht auf ihren geringen Einfluß als seitlich starr eingespannte Träger mit einer Einzellast in der Mitte angesehen.

Besondere Aufmerksamkeit wurde den Rahmenriegeln in bezug auf Schub- und Hauptspannungen geschenkt, die zwischen den Auflagerpunkten an der Einspannstelle entstehen. An den meisten Einspannungspunkten mußten die Übergangsstellen vom Steg zum Flansch und die Stegmitten verstärkt werden.

Als Erläuterung hierfür wird der Querschnitt des aus den Abb. 47 u. 48 ersichtlichen Rahmenriegels kritisch betrachtet. Die Druckpunkte für die Einspannung des Riegels liegen in 0,565 m Abstand. Auf dieser Länge herrscht eine gleichbleibende Querkraft von 223 t. Die Biegungsmomente des Riegels wechseln jedoch zwischen den Druckpunkten von + 50,8 tm auf — 61,1 tm. Der Querschnitt ist also für ein Moment von — 61,1 tm und eine Querkraft von 223 t zu untersuchen.

Der Grundquerschnitt des Riegels besteht aus einem I 50. Für die Stützenmomente sind dann oben und unten je zwei Gurtplatten 200 · 15 zur Verstärkung angeordnet. Die für die Biegung erforderlichen Querschnitts-

V Vertikale Schwingungen. H Horizontale Schwingungen.
a) Bodenerschütterungen an der Grabenoberkante neben der Straße. b) Bodenerschütterungen im 2,4 m tiefen Graben. c) Bodenerschütterungen an der Grabenoberkante neben dem Gebäude.

Abb. 52a bis c. Schwingungsdiagramme.

Abb. 54. Ansicht des fertiggestellten Stahlskeletts vom Landwehrkanal aus.

flächen sind in der Abb. 49 schwarz ausgefüllt dargestellt. Hierfür ergeben sich an der Einspannstelle die größten Beanspruchungen zu:

$$\sigma_b = 1461 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\tau_0 = 2595 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässigen Höchstwerte betragen:

$$\sigma_b = 1600 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\tau_0 = 1333 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Steg des I 50 ist also in der Nullinie zu schwach und mußte verstärkt werden.

Weiterhin war aber noch der Übergang vom Steg zum Flansch auf zusammengesetzte Festigkeit zu untersuchen. Das geschah nach der bekannten Formel:

$$\sigma_R = {}^3/_8 \cdot \sigma_b \pm {}^5/_8 \sqrt{\sigma_b^2 + 4\tau^2}.$$

In der Abb. 49 ist diese Stelle mit „a" gekennzeichnet. Dort herrscht eine Hauptspannung von $\sigma_R = 3345$ kg/cm². Hierfür ist aber nur $\sigma_R = 1600$ kg/cm² zulässig. Es mußte also auch hier eine Verstärkung angenommen werden.

Zwischen den Flanschen und dem Stege sind geschmiegte Bleche von 12 mm Stärke angeordnet. Diese erstrecken sich der einfacheren Bearbeitung wegen nur auf die halbe Höhe. Die entsprechende Fuge wird dann besonders gedeckt. Diese Verstärkungsteile sind in der Abb. 43 schraffiert dargestellt. Für den verstärkten Querschnitt ergeben sich dann die folgenden Beanspruchungen:

in der Nullinie

$$\tau_0 = 1248 \text{ kg/cm}^2,$$

am Übergang vom Steg zum Flansch

$$\sigma_R = 1532 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Abb. 47 u. 48 zeigen die Einzelausbildung eines Rahmenriegels und einer Stütze.

Abb. 53.
Das fertiggestellte Stahlskelett von der Bendlerstraße aus gesehen.

Isolierungsmaßnahmen gegen Erschütterungen durch den Straßenverkehr.

Anschließend sei noch hingewiesen auf die Ausbildung der Stützenfußkonstruktionen in Abb. 48 mit Rücksicht auf eine Isolierung des ganzen Stahlskeletts gegen Erschütterungen von außen, vor allem durch den Straßenverkehr. Nachdem auf der 1 m starken Eisenbetonplatte unter dem Fußboden des 2. Kellergeschosses etwa 5 cm hohe Sockel in Beton hergestellt waren, deren Höhe durch Nivellement genau festgelegt war, wurde auf diese eine Antivibritplatte aufgebracht und darauf eine 10 mm starke Blechplatte gelegt (Abb. 50). Mit einem Abstand von etwa 2 bis 4 cm darüber lag dann die Unterkante der Stützenfußplatte. Der Zwischenraum wurde zunächst mit Keilen ausgefüllt, um die Höhenlage der Stützen nötigenfalls noch verändern zu können. Der Zwischenraum selbst wurde dann mit Beton mit Hilfe von Preßlufthämmern ausgefüllt. Die vorerwähnte Maßnahme, zwischen die Fundamentplatte und die Fußplatten der stählernen Stützen eine Antivibritplatte einzulegen, wurde vom Verfasser als nicht ausreichend angesehen, um so mehr, als in der Königin-Augusta-Straße ein besonders starker Straßenverkehr vorhanden ist. Deshalb wurde durch eine weitere bauliche Maßnahme danach gestrebt, die waagerechten Schwingungen, die in Höhe des Bürgersteiges das Stahlgerüst treffen würden, durch Anordnung eines um das ganze Gebäude herumlaufenden Luftschlitzes von diesem fernzuhalten.

Zu diesem Zwecke sind die gesamten Frontwandstützen in das zweite Kellergeschoß hinuntergeführt worden und stehen dort auf den bereits vorher erwähnten Antivibritplatten.

Die Abb. 50 läßt erkennen, daß die Eisenbetonumfassungswände der Kellergeschosse in die Grundplatte eingespannt sind und an ihren oberen Enden waagerechte Auskragungen besitzen, die wiederum einen durchlaufenden Eisenbetonsturz tragen zur Erzielung des obenerwähnten Luftschlitzes. Dieser Luftschlitz verhindert dieÜbertragung der Schwingungen vom Straßenverkehr auf die Gebäudekonstruktion. Die Einzelheiten sind in der Abb. 51 dargestellt.

Angeregt wurde der Verfasser zu dieser baulichen Maßnahme durch einen Vortrag von Professor Dr.-Ing. Hort, Leiter der Abteilung für mechanische Schwingungen des Heinrich-Hertz-Instituts in Berlin. Professor Hort empfahl den Bauingenieuren zur Fernhaltung der Verkehrserschütterungen von Gebäuden, diese mit einem Luftgraben zu umgeben. Die praktische Wirkung war von ihm festgestellt worden, als in der Franklinstraße vor seinem Institut ein 2,4 m tiefer Graben

zur Verlegung von Leitungen ausgehoben war. Bei dieser Gelegenheit wurden die vertikalen und horizontalen Schwingungen durch den Straßenverkehr von ihm gemessen, und zwar an der Erdoberfläche neben dem Graben an der Straßen- und auf der entgegengesetzten Seite und unten im Graben. Die Schwingungsdiagramme wurden mir freundlicherweise zur Verfügung gestellt. Sie sind aus der Abb. 52a bis c ersichtlich. Die oberen Diagramme lassen die vertikalen, und die unteren die horizontalen Schwingungen erkennen. Die starke Abnahme der horizontalen Schwingungen fällt dabei besonders auf.

Nach Fertigstellung des Bauwerkes sollen besondere Messungen über die Wirkungsweise des Luftschlitzes vorgenommen werden.

Die Ausmauerung der Außenwände erfolgt durch 20 cm starke Gasbetonformsteine in den Brüstungen, während die Außenstützen seitlich mit 7 cm starken und nach außen mit 12 cm starken Gasbetonsteinen umkleidet werden. Die sichtbaren Flächen an den Fronten werden mit 3 cm starken Travertinplatten verkleidet.

Gewicht der Stahlkonstruktion.

Von Interesse dürfte noch das Gewicht der Stahlkonstruktion sein, bezogen auf 1 m³ umbauten Raum. Das Gesamtgewicht beträgt 2400 t einschließlich der Dachkonstruktion für den überdachten Autohof. Etwa 250 t sind darin enthalten für die Möglichkeit einer späteren Aufstockung aller Flügel auf 11 Geschosse. Bei dem umbauten Raum von 88 000 m³ würde sich damit ergeben ein Gewicht von 24,4 kg/m³. Will man dieses Gewicht vergleichen mit anderen in den letzten Jahren ausgeführten Stahlskelett-Bürohochhäusern, so wäre noch zu beachten, daß diese im Durchschnitt eine Geschoßhöhe von 3,8 m haben, während das vorliegende fast durchweg nur 3,3 m Geschoßhöhe besitzt. Unter Berücksichtigung dieses Umstandes ergibt sich der Vergleichswert zu etwa 23 kg/m³. Diese Zahl ist, verglichen mit dem Stahlverbrauch anderer Hochhäuser, außergewöhnlich gering.

Die Ausführung der gesamten Stahlkonstruktion war den Firmen: Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Breest & Co., Berlin, und Harkort, Duisburg-Hochfeld, übertragen.

Die Montage des gesamten Bauwerkes erfolgte durch die Firma Krupp-Druckenmüller allein, welche die 2400 t Stahlkonstruktion innerhalb von 82 Arbeitstagen termingemäß genau auf den festgesetzten Tag aufstellte.

Die Abb. 53 zeigt das fertige Stahlskelett von der Bendlerstraße und Abb. 54 vom Schöneberger Ufer, der Straße jenseits des Landwehrkanals aus gesehen.

Turnhalle der Marineschule in Friedrichsort.

Von Dipl.-Ing. Klee, Kiel.

Zahlreiche Versuche haben bewiesen, daß das Lichtbogenschweißverfahren mit Vorteil zur Herstellung von vollwandigen Querschnitten verwendet werden kann. Eine Reihe von ausgeführten geschweißten Stahlbauten mit vollwandigen Querschnitten haben die Versuche bestätigt.

Diese Ergebnisse veranlaßten die Baubehörde der Marine-Intendantur Kiel, die vollwandigen Binder für den Neubau einer Turnhalle zum Teil mittels Elektroschweißung herstellen zu lassen.

Das Gebäude hat 36,93 m Gesamtlänge und 16,5 m Breite. Die Höhe an der Traufe beträgt 5,6 m, am First 7,6 m.

Für die Dacheindeckung aus Doppelpappe auf Schalung mit hölzernen, unterwärts mit genuteter und gespundeter Schalung verkleideten Sparren ist einschließlich Schnee und Wind eine Belastung von 180 kg/m² in die Berechnung eingesetzt worden. Die gemauerten Außenwände bestehen aus zwei halbsteinstarken, durch einen Luftschlitz von 6 cm getrennten Mauern. Die äußere ist in roten Verblendsteinen ausgeführt und wird von der inneren als Stahlfachwand ausgebildeten Bimssteinwand gestützt. Ein durchlaufendes Fensterband von 1,6 m Höhe erstreckt sich über sämtliche Mittelfelder und erzielt eine reichliche Lichtfläche. Auf die hinter den Fenstern angebrachten Jalousien mußte bei der Ausbildung des oberen Stahlfachwerks gebührend Rücksicht genommen werden.

Abb. 1. Geschweißter Rahmenbinder.

Abb. 2. Ansicht der Hallenkonstruktion.

Die Dachhaut wird von Pfetten aus I P-Profilen getragen, welche auf den vollwandigen Zweigelenkrahmen ruhen. Diese Rahmen haben außerdem den Winddruck auf die Längswände aufzunehmen. Die bauliche Ausbildung geht aus Abb. 1 hervor. Die Binderriegel bestehen aus normalen I-Profilen, deren Mittelstoß und Anschlußstoß durch Nietung auf der Baustelle hergestellt wurden. Die Binderstiele bestehen, dem Momentenverlauf entsprechend, aus nach unten sich verjüngenden Stehblechen mit einfachen Gurtplatten, welche durch ununterbrochene Kehlschweißnähte verbunden wurden. Das Gewicht eines Rahmens in genieteter Ausführung wurde zu rd. 2900 kg ermittelt, das des geschweißten beträgt rd. 2500 kg; somit ergab sich eine Gewichtsersparnis von etwa 14 %. Diese verhältnismäßig geringe Gewichtsersparnis ist damit begründet, daß in beiden Fällen für die Riegelquerschnitte ein Walzprofil vorgesehen werden sollte. Wäre auch der Riegel aus Stehblech und Gurtplatten zusammengeschweißt worden, so wären etwa 20 bis 25 % an Gewicht gespart worden, allerdings unter Aufwand erhöhter Bearbeitungskosten. Ständige Kontrollen der mit der Anfertigung beschäftigten Schweißer und wiederholte Prüfungsversuche steigerten die Fertigkeitskosten naturgemäß erheblich, so daß der aufgewendete Gesamtlohn den der genieteten Ausführung erreichte.

Die auf die Giebelwände entfallenden Windlasten werden von Dachverbänden üblicher Ausführung aufgenommen, deren Auflagerkräfte durch Längsverbände in den Luftschlitzen der Längswand in die Fundamente geleitet werden.

Abb. 2 zeigt ein Gesamtbild der fertig aufgestellten Stahlkonstruktion.

Der Entwurf für den Turnhallenbau wurde von dem Marinestandortsbauamt Kiel aufgestellt. Die Anfertigung der Zeichnungen und Berechnungen sowie die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion wurden der Firma Gebrüder Andersen, Kiel, übertragen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.=Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang — BERLIN, 6. März 1931 — Heft 5

Berechnung des biegungsfesten Kreisringes mit radialer, stetiger, elastischer Stützung.

Von Dr.=Ing. K. Pohl, a. o. Prof. a. d. Techn. Hochschule in Charlottenburg.

Ein Kreisring werde durch zahlreiche Einzelstützen S in gleichen Abständen in radialer Richtung elastisch gestützt (Abb. 1). Diese Stützung vermag Drehbewegungen des Ringes um seinen Mittelpunkt nicht zu verhindern, sie wirkt also nur gegen radial gerichtete Lasten P. An Stelle der elastischen Stäbe S können auch biegungsfeste Träger T angeordnet sein, gegen die man sich den Ring reibungslos gestützt denken kann, aber so, daß auch Zugkräfte übertragen werden können (Abb. 2). Diese Voraussetzung wird auch erfüllt, wenn bei fester Verbindung das Trägheitsmoment der Stützträger in bezug auf die in Richtung des Halbmessers liegende Schwerachse vernachlässigt werden kann, die Stützträger also aus schmalen Rippen oder Flachstäben bestehen. Bei sehr großer Zahl der Stützen ist es zulässig, eine stetige Stützung anzunehmen, die Stützen sind dann gewissermaßen unendlich dicht angeordnet; an der Stelle, die durch den Zentriwinkel φ bestimmt ist, ist

$$q = f(\varphi)$$

die Ordinate der Stützungs-Widerstandskurve.

Abb. 1.

Abb. 2.

Bedeutet y die radial gemessene Durchbiegung des Ringes an der Stelle φ, nach außen gerichtet positiv, so muß y der Druckordinate q proportional sein,

$$q = c\,y, \tag{1}$$

worin c, die Widerstandskonstante für die Einheit der Durchbiegung, durch den Abstand und die Art der Einzelstützen — ob Stützstäbe oder Stützträger — gegeben ist.

Es genügt, die Wirkung einer Einzellast P zu untersuchen, da jede andere radiale Belastung hiernach durch Überlagerung ausgewertet werden kann.

Die allgemeinen Ausdrücke für M, Q, N.

Abgesehen von der statisch unbestimmten Stützung ist der geschlossene Ring außerdem noch dreifach statisch unbestimmt; da der Belastungszustand aber in bezug auf den P-Durchmesser stets symmetrisch ist, so sind nur zwei statisch unbestimmte Größen zu berechnen.

Abb. 3.

Wir schneiden den Ring im Punkte A auf (s. Abb. 3), der dem Angriffspunkt von P gegenüberliegt, es herrsche dort

das Biegungsmoment M_0 (positiv), wenn es den Ring aufzubiegen bestrebt ist, oder innen Zug-, außen Druckspannungen erzeugt,
und die Normalkraft N_0 (als Druck positiv),
während die Querkraft Q_0 hier gleich Null sein muß.

An der Stelle φ sei entsprechend M, N, Q vorhanden, als äußere Kräfte greifen an dem Bogenstück nur die radial gerichteten elementaren Stützkräfte $q\,r\,d\psi$ an. Reiht man diese Kräfte in einem Kräfteplan (Abb. 3) aneinander, so bilden sie ein Bogenstück mit den Komponenten

$$\text{lotrecht: } \int_0^\varphi q\,r\,d\psi\cos\psi, \qquad \text{waagerecht: } \int_0^\varphi q\,r\,d\psi\sin\psi,$$

das sich mit N_0 und der Resultierenden R aus Q und N im Gleichgewicht befinden muß.

Aus dem Kräfteplan lesen wir ab:

$$\int_0^\varphi q\,r\,d\psi\sin\psi + Q\sin\varphi + N\cos\varphi - N_0 = 0,$$

$$\int_0^\varphi q\,r\,d\psi\cos\psi + Q\cos\varphi - N\sin\varphi = 0, \quad \text{hieraus folgt:}$$

$$Q = +N_0\sin\varphi - r\cos\varphi\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi - r\sin\varphi\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi, \tag{2}$$

$$N = +N_0\cos\varphi + r\sin\varphi\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi - r\cos\varphi\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi. \tag{3}$$

Für das Biegungsmoment gilt:

$$M = M_0 + N_0\,r\,(1-\cos\varphi) - \int_0^\varphi q\,r\,d\psi\,r\sin(\varphi-\psi),$$

$$M = M_0 + N_0\,r\,(1-\cos\varphi) - r^2\sin\varphi\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi + r^2\cos\varphi\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi. \tag{4}$$

Wir bilden noch die Ableitungen

$$\frac{dM}{d\varphi} = +N_0\,r\sin\varphi - r^2\cos\varphi\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi - r^2\sin\varphi\,\frac{d}{d\varphi}\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi - r^2\sin\varphi\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi + r^2\cos\varphi\,\frac{d}{d\varphi}\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi$$

und

$$\frac{d^2M}{d\varphi^2} = +N_0\,r\cos\varphi + r^2\sin\varphi\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi - r^2\cos\varphi\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi - 2\,r^2\cos\varphi\,\frac{d}{d\varphi}\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi - 2\,r^2\sin\varphi\,\frac{d}{d\varphi}\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi - r^2\sin\varphi\,\frac{d^2}{d\varphi^2}\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi + r^2\cos\varphi\,\frac{d^2}{d\varphi^2}\int_0^\varphi q\sin\psi\,d\psi.$$

Setzt man $q = c\,y$ unter den Integralen ein, so sind die Werte $\int_0^\varphi y\sin\psi\,d\psi$ und $\int_0^\varphi y\cos\psi\,d\psi$ samt ihren Ableitungen nach einer Annahme für y leicht zu berechnen.

Diese Annahme lautet wie beim geraden Stabe

$$y = e^{k\varphi}. \tag{5}$$

Damit wird

$$\int_0^\varphi e^{k\psi}\cos\psi\,d\psi = \frac{e^{k\varphi}(k\cos\varphi + \sin\varphi) - k}{k^2+1},$$

$$\int_0^\varphi e^{k\psi}\sin\psi\,d\psi = \frac{e^{k\varphi}(k\sin\varphi - \cos\varphi) + 1}{k^2+1},$$

$$\frac{d}{d\varphi}\int_0^\varphi e^{k\psi}\cos\psi\,d\psi = e^{k\varphi}\cos\varphi,$$

$$\frac{d}{d\varphi}\int_0^\varphi e^{k\psi}\sin\psi\,d\psi = e^{k\varphi}\sin\varphi,$$

$$\frac{d^2}{d\varphi^2}\int_0^\varphi e^{k\psi}\cos\psi\,d\psi = e^{k\varphi}(k\cos\varphi - \sin\varphi),$$

$$\frac{d^2}{d\varphi^2}\int_0^\varphi e^{k\psi}\sin\psi\,d\psi = e^{k\varphi}(\cos\varphi + k\sin\varphi).$$

Dies in M und $d^2 M : d\varphi^2$ eingesetzt, gibt

$$M = M_0 + N_0 r(1-\cos\varphi) - \frac{c\,r^2}{k^2+1}(e^{k\varphi} - \cos\varphi - k\sin\varphi),$$

$$\frac{d^2 M}{d\varphi^2} = +N_0 r\cos\varphi - \frac{c\,r^2}{k^2+1}(k^2 e^{k\varphi} + \cos\varphi + k\sin\varphi).$$

Berechnung der Werte von k aus der Differentialgleichung der Biegungslinie.

Die Gleichung für die Biegungslinie des Kreisringes lautet

$$\frac{d^2 y}{d\varphi^2} + y = \frac{M r^2}{EJ}, \tag{6}$$

wobei die Vorzeichen den Voraussetzungen entsprechen, daß die Durchbiegungen y positiv sind, wenn sie nach außen gerichtet sind, und die Biegungsmomente M, wenn sie im Ring innen Zug-, außen Druckspannungen hervorrufen.

Setzt man in diese Gleichung $y = e^{k\varphi}$, $y^{(2)} = k^2 e^{k\varphi}$ und $M = f(\varphi)$ ein, so enthält die neue Gleichung auch Glieder mit φ in der sin-cos-Funktion, führt also nicht zur charakteristischen Gleichung für k. Beachtet man aber, daß diese Glieder verschwinden, wenn man

$$M + \frac{d^2 M}{d\varphi^2}$$

bildet, so ist hierdurch der Weg zur Lösung gegeben. Wir bilden

$$\frac{d^4 y}{d\varphi^4} + \frac{d^2 y}{d\varphi^2} = \frac{r^2}{EJ}\cdot\frac{d^2 M}{d\varphi^2},$$

addieren dies zur Gleichung (6) und erhalten

$$\frac{d^4 y}{d\varphi^4} + 2\cdot\frac{d^2 y}{d\varphi^2} + y = \frac{r^2}{EJ}\left(M + \frac{d^2 M}{d\varphi^2}\right), \tag{7}$$

$$k^4 e^{k\varphi} + 2k^2 e^{k\varphi} + e^{k\varphi} = \frac{M_0 r^2}{EJ} + \frac{N_0 r^3}{EJ} - \frac{c\,r^4}{EJ}\cdot e^{k\varphi}$$

oder mit $e^{k\varphi} = y$:

$$\frac{d^4 y}{d\varphi^4} + 2\cdot\frac{d^2 y}{d\varphi^2} + y\left(1 + \frac{c\,r^4}{EJ}\right) = \frac{(M_0 + N_0 r)\,r^2}{EJ}.$$

Mit der Abkürzung

$$\frac{r^4 c}{EJ} = \gamma \tag{8}$$

lautet die charakteristische Gleichung für k:

$$k^4 + 2k^2 = -(1+\gamma), \tag{9}$$

$$k^2 = -1 \pm \sqrt{-\gamma},$$

$$k = \pm\sqrt{-1 \pm i\sqrt{\gamma}}.$$

Der imaginäre Ausdruck unter dem Wurzelzeichen läßt sich mit Hilfe der Formel beseitigen:

$$\sqrt{a \pm b i} = \sqrt{\frac{\sqrt{a^2+b^2}+a}{2}} \pm i\sqrt{\frac{\sqrt{a^2+b^2}-a}{2}},$$

in unserem Falle ist $a = -1$, $b = \sqrt{\gamma}$. Wir führen ein:

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sqrt{1+\gamma}-1}{2}}, \qquad \beta = \sqrt{\frac{\sqrt{1+\gamma}+1}{2}}, \tag{10}$$

dann lauten die vier Wurzeln

$k_1 = +(\alpha + i\beta)$, $k_2 = +(\alpha - i\beta)$, $k_3 = -(\alpha - i\beta)$, $k_4 = -(\alpha + i\beta)$

und die allgemeine Lösung der homogenen Gleichung

$$y = C_1 e^{(\alpha+i\beta)\varphi} + C_2 e^{(\alpha-i\beta)\varphi} + C_3 e^{-(\alpha-i\beta)\varphi} + C_4 e^{-(\alpha+i\beta)\varphi},$$

$$y = e^{\alpha\varphi}(C_1 e^{i\beta\varphi} + C_2 e^{-i\beta\varphi}) + e^{-\alpha\varphi}(C_3 e^{i\beta\varphi} + C_4 e^{-i\beta\varphi}).$$

Mit

$$e^{i\beta\varphi} = \cos\beta\varphi + i\sin\beta\varphi, \qquad e^{-i\beta\varphi} = \cos\beta\varphi - i\sin\beta\varphi$$

wird

$$y = e^{\alpha\varphi}\cos\beta\varphi(C_1 + C_2) + e^{-\alpha\varphi}\cos\beta\varphi(C_3 + C_4)$$
$$+ e^{\alpha\varphi}\sin\beta\varphi(C_1 i - C_2 i) + e^{-\alpha\varphi}\sin\beta\varphi(C_3 i - C_4 i).$$

Mit den neuen Konstanten

$C_1 + C_2 = A_1$, $C_3 + C_4 = A_2$, $i(C_1 - C_2) = B_1$, $i(C_3 - C_4) = B_2$

lautet die allgemeine Lösung der Differentialgleichung

$$y = (A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi + C, \tag{11}$$

worin

$$C = \frac{(M_0 + N_0 r)\,r^2}{EJ(1+\gamma)}. \tag{12}$$

Um die Richtigkeit der Integration zu prüfen, bilden wir die vier Ableitungen der Funktion.

$$\frac{dy}{d\varphi} = \alpha\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} - A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right]$$
$$+ \beta\left[-(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\right],$$

$$\frac{d^2 y}{d\varphi^2} = (\alpha^2 - \beta^2)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right]$$
$$+ 2\alpha\beta\left[(-A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\right],$$

$$\frac{d^3 y}{d\varphi^3} = (\alpha^3 - 3\alpha\beta^2)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} - A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right]$$
$$+ (\beta^3 - 3\beta\alpha^2)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi - (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\right],$$

$$\frac{d^4 y}{d\varphi^4} = (\alpha^4 - 6\alpha^2\beta^2 + \beta^4)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right]$$
$$+ 4\alpha\beta(\alpha^2 - \beta^2)\left[(-A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\right].$$

Dann muß

$$y^{(4)} + 2y^{(2)} + y(1+\gamma) = \frac{(M_0 + N_0 r)\,r^2}{EJ} \quad \text{sein.}$$

Man erhält

$$(\alpha^4 - 6\alpha^2\beta^2 + \beta^4)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right]$$
$$+ 4\alpha\beta(\alpha^2 - \beta^2)\left[(-A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\right]$$
$$+ 2(\alpha^2 - \beta^2)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right]$$
$$+ 4\alpha\beta\left[(-A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\right]$$
$$+ (1+\gamma)\left[(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi + (B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\right.$$
$$+ C = \frac{(M_0 + N_0 r)\,r^2}{EJ}.$$

Da $C(1+\gamma) = \frac{(M_0 + N_0 r)\,r^2}{EJ}$ ist, so müssen alle übrigen Glieder zusammen gleich Null sein, oder

$$\left.\begin{array}{l}
(A_1 e^{\alpha\varphi} + A_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\,[\alpha^4 - 6\alpha^2\beta^2 + \beta^4 + 2(\alpha^2 - \beta^2) + (1+\gamma)] \\
(A_1 e^{\alpha\varphi} - A_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\,[-4\alpha\beta(\alpha^2 - \beta^2) - 4\alpha\beta] \\
(B_1 e^{\alpha\varphi} + B_2 e^{-\alpha\varphi})\sin\beta\varphi\,[\alpha^4 - 6\alpha^2\beta^2 + \beta^4 + 2(\alpha^2 - \beta^2) + (1+\gamma)] \\
(B_1 e^{\alpha\varphi} - B_2 e^{-\alpha\varphi})\cos\beta\varphi\,[+4\alpha\beta(\alpha^2 - \beta^2) + 4\alpha\beta]
\end{array}\right\} = 0.$$

Mit

$$4\alpha\beta = 2\sqrt{\gamma}, \quad \alpha^2 - \beta^2 = -1, \quad \alpha^2\beta^2 = \frac{1}{4}\gamma, \quad \alpha^4 + \beta^4 = \frac{2+\gamma}{2},$$

$$\alpha^4 - 6\alpha^2\beta^2 + \beta^4 = 1 - \gamma, \qquad 4\alpha\beta(\alpha^2 - \beta^2) = -2\sqrt{\gamma}$$

werden die eckigen Klammern gleich Null, womit der Beweis für die Richtigkeit der Integration erbracht ist.

Um die Ausdrücke für Q N und M zu bilden, müssen die Werte von

$$\int_0^\varphi q\cos\psi\,d\psi = c\int_0^\varphi y\cos\psi\,d\psi \quad \text{und} \quad c\int_0^\varphi y\sin\psi\,d\psi$$

berechnet werden. Hierzu brauchen wir die Formeln für die Integrale

$$\int e^{\alpha\psi}\cos\beta\psi\cos\psi\,d\psi, \qquad \int e^{\alpha\psi}\cos\beta\psi\sin\psi\,d\psi,$$
$$\int e^{\alpha\psi}\sin\beta\psi\cos\psi\,d\psi, \qquad \int e^{\alpha\psi}\sin\beta\psi\sin\psi\,d\psi$$

und dieselben Ausdrücke mit $e^{-\alpha\psi}$.

Mit den Abkürzungen

$$1 + (\alpha^2 + \beta^2)^2 + 2(\alpha^2 - \beta^2) = \varepsilon,$$
$$\alpha^3 + \alpha\beta^2 + \alpha = \varepsilon_1,$$
$$\alpha^2 - \beta^2 + 1 = \varepsilon_2,$$
$$\beta^3 + \alpha^2\beta - \beta = \varepsilon_3,$$
$$2\alpha\beta = \varepsilon_4,$$

lauten die Integralformeln folgendermaßen:

$$\int_0^\varphi e^{\alpha\psi}\cos\beta\psi\cos\psi\,d\psi = \frac{e^{\alpha\varphi}}{\varepsilon}(\varepsilon_1\cos\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_2\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$+ \varepsilon_3\sin\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_4\sin\beta\varphi\sin\varphi) - \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{\alpha\psi}\cos\beta\psi\sin\psi\,d\psi = \frac{e^{\alpha\varphi}}{\varepsilon}(-\varepsilon_2\cos\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_1\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$- \varepsilon_4\sin\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_3\sin\beta\varphi\sin\varphi) + \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{\alpha\psi}\sin\beta\psi\cos\psi\,d\psi = \frac{e^{\alpha\varphi}}{\varepsilon}(-\varepsilon_3\cos\beta\varphi\cos\varphi - \varepsilon_4\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$+ \varepsilon_1\sin\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_2\sin\beta\varphi\sin\varphi) + \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{\alpha\psi}\sin\beta\psi\sin\psi\,d\psi = \frac{e^{\alpha\varphi}}{\varepsilon}(+\varepsilon_4\cos\beta\varphi\cos\varphi - \varepsilon_3\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$- \varepsilon_2\sin\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_1\sin\beta\varphi\sin\varphi) - \frac{\varepsilon_4}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{-\alpha\psi}\cos\beta\psi\cos\psi\,d\psi = \frac{e^{-\alpha\varphi}}{\varepsilon}(-\varepsilon_1\cos\beta\varphi\cos\varphi + \varepsilon_2\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$+ \varepsilon_3\sin\beta\varphi\cos\varphi - \varepsilon_4\sin\beta\varphi\sin\varphi) + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{-\alpha\psi}\cos\beta\psi\sin\psi\,d\psi=\frac{e^{-\alpha\varphi}}{\varepsilon}(-\varepsilon_2\cos\beta\varphi\cos\varphi-\varepsilon_1\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$+\varepsilon_4\sin\beta\varphi\cos\varphi+\varepsilon_3\sin\beta\varphi\sin\varphi)+\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{-\alpha\psi}\sin\beta\psi\cos\psi\,d\psi=\frac{e^{-\alpha\varphi}}{\varepsilon}(-\varepsilon_3\cos\beta\varphi\cos\varphi+\varepsilon_4\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$-\varepsilon_1\sin\beta\varphi\cos\varphi+\varepsilon_2\sin\beta\varphi\sin\varphi)+\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon}.$$

$$\int_0^\varphi e^{-\alpha\psi}\sin\beta\psi\sin\psi\,d\psi=\frac{e^{-\alpha\varphi}}{\varepsilon}(-\varepsilon_4\cos\beta\varphi\cos\varphi-\varepsilon_3\cos\beta\varphi\sin\varphi$$
$$-\varepsilon_2\sin\beta\varphi\cos\varphi-\varepsilon_1\sin\beta\varphi\sin\varphi)+\frac{\varepsilon_4}{\varepsilon}.$$

Mit unseren Werten für α und β ergibt sich

$$\varepsilon=\gamma,$$
$$\varepsilon_1=2\alpha\beta^2=\quad\alpha\left(1+\sqrt{1+\gamma}\right),$$
$$\varepsilon_2=0,$$
$$\varepsilon_3=2\beta\alpha^2=-\beta\left(1-\sqrt{1+\gamma}\right),$$
$$\varepsilon_4=2\alpha\beta=\sqrt{\gamma}.$$

Wir bilden damit

$$\int_0^\varphi y\cos\psi\,d\psi=A_1\int e^{\alpha\psi}\cos\beta\psi\cos\psi\,d\psi+A_2\int e^{-\alpha\psi}\cos\beta\psi\cos\psi\,d\psi$$
$$+B_1\int e^{\alpha\psi}\sin\beta\psi\cos\psi\,d\psi+B_2\int e^{-\alpha\psi}\sin\beta\psi\cos\psi\,d\psi$$
$$+C\int\cos\psi\,d\psi$$

$$\int_0^\varphi y\cos\psi\,d\psi=\left(A_1e^{\alpha\varphi}-A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\left(\frac{\beta}{\sqrt{\gamma}}\cdot\cos\beta\varphi\cos\varphi+\frac{1}{\sqrt{\gamma}}\cdot\sin\beta\varphi\sin\varphi\right)$$
$$+\left(A_1e^{\alpha\varphi}+A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\frac{\alpha}{\sqrt{\gamma}}\cdot\sin\beta\varphi\cos\varphi-(A_1-A_2)\frac{\beta}{\sqrt{\gamma}}$$
$$+\left(B_1e^{\alpha\varphi}-B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\left(+\frac{\beta}{\sqrt{\gamma}}\cdot\sin\beta\varphi\cos\varphi-\frac{1}{\sqrt{\gamma}}\cdot\cos\beta\varphi\sin\varphi\right)$$
$$-\left(B_1e^{\alpha\varphi}+B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\frac{\alpha}{\sqrt{\gamma}}\cdot\cos\beta\varphi\cos\varphi+(B_1+B_2)\frac{\alpha}{\sqrt{\gamma}}$$
$$+C\sin\varphi.$$

Ebenso bildet man

$$\int_0^\varphi y\sin\psi\,d\psi=A_1\int_0^\varphi e^{\alpha\psi}\cos\beta\psi\sin\psi\,d\psi+A_2\int_0^\varphi e^{-\alpha\psi}\cos\beta\psi\sin\psi\,d\psi$$
$$+B_1\int_0^\varphi e^{\alpha\psi}\sin\beta\psi\sin\psi\,d\psi+B_2\int_0^\varphi e^{-\alpha\psi}\sin\beta\psi\sin\psi\,d\psi$$
$$+C\int_0^\varphi\sin\psi\,d\psi.$$

$$\int_0^\varphi y\sin\psi\,d\psi=\left(A_1e^{\alpha\varphi}-A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\left(\frac{\beta}{\sqrt{\gamma}}\cdot\cos\beta\varphi\sin\varphi-\frac{1}{\sqrt{\gamma}}\cdot\sin\beta\varphi\cos\varphi\right)$$
$$+\left(A_1e^{\alpha\varphi}+A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\frac{\alpha}{\sqrt{\gamma}}\cdot\sin\beta\varphi\sin\varphi$$
$$+\left(B_1e^{\alpha\varphi}-B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\left(\frac{\beta}{\sqrt{\gamma}}\cdot\sin\beta\varphi\sin\varphi+\frac{1}{\sqrt{\gamma}}\cdot\cos\beta\varphi\cos\varphi\right)$$
$$-\left(B_1e^{\alpha\varphi}+B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\frac{\alpha}{\sqrt{\gamma}}\cdot\cos\beta\varphi\sin\varphi-(B_1-B_2)\frac{1}{\sqrt{\gamma}}$$
$$+C(1-\cos\varphi).$$

Die Ausdrücke für Q, N und M nehmen dann folgende Gestalt an:

$$(13)\quad\begin{cases}Q=-\dfrac{M_0}{r}\cdot\dfrac{\gamma}{(1+\gamma)}\cdot\sin\varphi+\dfrac{N_0\sin\varphi}{1+\gamma}\\-\dfrac{rc}{\sqrt{\gamma}}\left[\left(A_1e^{\alpha\varphi}+A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\alpha\sin\beta\varphi+\left(A_1e^{\alpha\varphi}-A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\beta\cos\beta\varphi\right.\\-\left(B_1e^{\alpha\varphi}+B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\alpha\cos\beta\varphi+\left(B_1e^{\alpha\varphi}-B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\beta\sin\beta\varphi\\\left.-(A_1-A_2)\beta\cos\varphi+(B_1+B_2)\alpha\cos\varphi-(B_1-B_2)\sin\varphi\right].\end{cases}$$

$$(14)\quad\begin{cases}N=\dfrac{M_0}{r}\cdot\dfrac{\gamma}{(1+\gamma)}(1-\cos\varphi)+N_0\cdot\dfrac{(\gamma+\cos\varphi)}{1+\gamma}\\+\dfrac{rc}{\sqrt{\gamma}}\left[\left(A_1e^{\alpha\varphi}-A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\sin\beta\varphi-\left(B_1e^{\alpha\varphi}-B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\cos\beta\varphi\right.\\\left.-(A_1-A_2)\beta\sin\beta\varphi+(B_1+B_2)\alpha\sin\beta\varphi+(B_1-B_2)\cos\varphi\right].\end{cases}$$

$$(15)\quad\begin{cases}M=M_0\cdot\dfrac{(1+\gamma\cos\varphi)}{1+\gamma}+N_0r\cdot\dfrac{(1-\cos\varphi)}{1+\gamma}\\+\dfrac{r^2c}{\sqrt{\gamma}}\left[-\left(A_1e^{\alpha\varphi}-A_2e^{-\alpha\varphi}\right)\sin\beta\varphi+\left(B_1e^{\alpha\varphi}-B_2e^{-\alpha\varphi}\right)\cos\beta\varphi\right.\\\left.+(A_1-A_2)\beta\sin\varphi-(B_1+B_2)\alpha\sin\varphi-(B_1-B_2)\cos\varphi\right].\end{cases}$$

Berechnung der Konstanten A_1, A_2, B_1, B_2.

Für $\varphi=0$ ist bei der vorausgesetzten, zur Achse AC symmetrischen Formänderung $\frac{dy}{d\varphi}=0$, d. h.

$$(16)\qquad\alpha(A_1-A_2)+\beta(B_1+B_2)=0.$$

Dasselbe gilt für Punkt C mit $\varphi=\pi$:

$$(17)\quad\alpha\left[\left(A_1e^{\alpha\pi}-A_2e^{-\alpha\pi}\right)\cos\beta\pi+\left(B_1e^{\alpha\pi}-B_2e^{-\alpha\pi}\right)\sin\beta\pi\right]$$
$$+\beta\left[-\left(A_1e^{\alpha\pi}+A_2e^{-\alpha\pi}\right)\sin\beta\pi+\left(B_1e^{\alpha\pi}+B_2e^{-\alpha\pi}\right)\cos\beta\pi\right]=0.$$

Die dritte Bedingung lautet, daß die Querkraft im Punkte C gleich $^1/_2P$ sein muß (vgl. Abb. 4 u. 5), mit $\sin\pi=0$, $\cos\pi=-1$:

$$(18)\quad Q_C=\left(A_1e^{\alpha\pi}+A_2e^{-\alpha\pi}\right)\alpha\sin\beta\pi+\left(A_1e^{\alpha\pi}-A_2e^{-\alpha\pi}\right)\beta\cos\beta\pi$$
$$-\left(B_1e^{\alpha\pi}+B_2e^{-\alpha\pi}\right)\alpha\cos\beta\pi+\left(B_1e^{\alpha\pi}-B_2e^{-\alpha\pi}\right)\beta\sin\beta\pi$$
$$+(A_1-A_2)\beta-(B_1+B_2)\alpha=-\frac{P\sqrt{\gamma}}{2rc}.$$

Abb. 4.

Abb. 5.

Zu demselben Ausdruck gelangt man, wenn man die Summe der in die AC-Richtung fallenden Kräfte gleich Null setzt:

$$2\int_0^\pi q\,r\,d\varphi\cos\varphi-P=0.$$

Die Bedingung $Q_{A=0}$ liefert keine Gleichung zwischen den vier Konstanten.

Um die vierte Gleichung zu erhalten, setzen wir die Summe der Zusammendrückung der Stützung in den Punkten A und C gleich der Dehnung der Durchmessersehne AC:

$$y_A+y_C=\int_0^\pi\frac{M\,r\,d\varphi\,r\sin\varphi}{EJ}\quad\text{(Sehnenformel).}$$

$$A_1+A_2+\frac{(M_0+N_0r)}{EJ(1+\gamma)}r^2+\left(A_1e^{\alpha\pi}+A_2e^{-\alpha\pi}\right)\cos\beta\pi$$
$$+\left(B_1e^{\alpha\pi}+B_2e^{-\alpha\pi}\right)\sin\beta\pi+\frac{(M_0+N_0r)}{EJ(1+\gamma)}r^2$$
$$=\frac{r^2M_0}{EJ(1+\gamma)}\int_0^\pi(1+\gamma\cos\varphi)\sin\varphi\,d\varphi+\frac{r^2}{EJ}\cdot\frac{N_0r}{(1+\gamma)}\int_0^\pi(1-\cos\varphi)\sin\varphi\,d\varphi$$
$$+\frac{r^2}{EJ}\cdot\frac{r^2c}{\sqrt{\gamma}}\left[-A_1\int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\sin\beta\varphi\sin\varphi\,d\varphi\right.$$
$$+A_2\int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\sin\beta\varphi\sin\varphi\,d\varphi+B_1\int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\cos\beta\varphi\sin\varphi\,d\varphi$$
$$-B_2\int_0^\pi e^{-\alpha\varphi}\cos\beta\varphi\sin\varphi\,d\varphi+(A_1-A_2)\beta\int_0^\pi\sin^2\varphi\,d\varphi$$
$$\left.-(B_1+B_2)\alpha\int_0^\pi\sin^2\varphi\,d\varphi-(B_1-B_2)\int_0^\pi\cos\varphi\sin\varphi\,d\varphi\right].$$

Berechnet man die Integrale nach der Formelgruppe S. 50, so werden die Glieder in den drei ersten Zeilen der rechten Seite gleich der linken Seite der Gleichung, und es bleibt als vierte Gleichung:

$$(19)\qquad(A_1-A_2)\beta-(B_1+B_2)\alpha=0.$$

Aus dieser und der ersten Gleichung

$$(A_1-A_2)\alpha+(B_1+B_2)\beta=0$$

folgt

$$A_2=A_1,\qquad B_2=-B_1.$$

Setzt man diese Werte für A_2 und B_2 in die zweite und dritte Bedingungsgleichung ein, so lassen sich diese schreiben:

$$A_1(\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi-\beta\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi)$$
$$+B_1(\alpha\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi+\beta\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi)=0.$$

$$A_1(\quad\alpha\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi+\beta\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi)$$
$$+B_1(-\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi+\beta\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi)=-\frac{P\sqrt{\gamma}}{4rc}.$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ergibt mit

$$\alpha^2+\beta^2=\sqrt{1+\gamma},$$
$$\mathfrak{Cof}^2\,\alpha\pi\sin^2\beta\pi+\mathfrak{Sin}^2\,\alpha\pi\cos^2\beta\pi=\mathfrak{Cof}^2\,\alpha\pi-\cos^2\beta\pi,$$

$$(20)\quad A_1=\frac{-P\sqrt{\gamma}}{4rc\sqrt{1+\gamma}}\cdot\frac{(\alpha\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi+\beta\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi)}{\mathfrak{Cof}^2\,\alpha\pi-\cos^2\beta\pi}=A_2,$$

$$(21)\quad B_1=\frac{+P\sqrt{\gamma}}{4rc\sqrt{1+\gamma}}\cdot\frac{(\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi-\beta\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi)}{\mathfrak{Cof}^2\,\alpha\pi-\cos^2\beta\pi}=-B_2,$$

Die wichtigsten statischen Funktionen sind M und $q=cy$. Setzt man $A_2=A_1$ und $B_2=-B_1$ in diese ein, so lauten sie:

$$(22)\quad M=M_0\cdot\frac{(1+\gamma\cos\varphi)}{1+\gamma}+N_0r\cdot\frac{(1-\cos\varphi)}{1+\gamma}$$
$$+\frac{r^2c}{\sqrt{\gamma}}\left[-A_1\left(e^{\alpha\varphi}-e^{-\alpha\varphi}\right)\sin\beta\varphi\right.$$
$$\left.+B_1\left(e^{\alpha\varphi}+e^{-\alpha\varphi}\right)\cos\beta\varphi-2B_1\cos\varphi\right],$$

$$(23)\qquad q = \frac{c\, r^2 (M_0 + N_0 r)}{E J (1+\gamma)} + c A_1 \left(e^{\alpha\varphi} + e^{-\alpha\varphi}\right) \cos\beta\varphi + c B_1 \left(e^{\alpha\varphi} - e^{-\alpha\varphi}\right) \sin\beta\varphi.$$

Es sind also noch die statisch unbestimmten Größen M_0 und N_0 mit Hilfe von zwei Elastizitätsgleichungen zu berechnen.

1. Elastizitätsgleichung: $2\int\limits_0^\pi \frac{M r\, d\varphi}{E J} = 0$ oder $\int\limits_0^\pi M\, d\varphi = 0.$

$$\frac{M_0}{1+\gamma}\int_0^\pi (1+\gamma\cos\varphi)\, d\varphi + \frac{N_0 r}{1+\gamma}\int_0^\pi (1-\cos\varphi)\, d\varphi + \frac{r^2 c}{\sqrt{\gamma}}\Big[- A_1\int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\sin\beta\varphi\, d\varphi + A_1 \int_0^\pi e^{-\alpha\varphi}\sin\beta\varphi\, d\varphi + B_1\int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\cos\beta\varphi\, d\varphi + B_1\int_0^\pi e^{-\alpha\varphi}\cos\beta\varphi\, d\varphi - 2 B_1 \int_0^\pi \cos\varphi\, d\varphi\Big] = 0.$$

$$(24)\qquad \frac{M_0 \pi}{1+\gamma} + \frac{N_0 r \pi}{1+\gamma} + \frac{r^2 c}{\sqrt{\gamma}(\alpha^2+\beta^2)}\left\{\begin{aligned} &- A_1 [\ e^{\alpha\pi}\ (\alpha\sin\beta\pi - \beta\cos\beta\pi) + \beta] \\ &+ A_1 [- e^{-\alpha\pi} (\beta\cos\beta\pi + \alpha\sin\beta\pi) + \beta] \\ &+ B_1 [\ e^{\alpha\pi}\ (\alpha\cos\beta\pi + \beta\sin\beta\pi) - \alpha] \\ &+ B_1 [\ e^{-\alpha\pi} (\beta\sin\beta\pi - \alpha\cos\beta\pi) + \alpha] \end{aligned}\right\} = 0.$$

2. Elastizitätsgleichung: $2\int\limits_0^\pi \frac{M r\, d\varphi\, r\cos\varphi}{E J} = 0$ oder $\int\limits_0^\pi M\cos\varphi\, d\varphi = 0.$

Diese Gleichung sagt aus, daß die Längenänderung der Sehne des Bogens BAD (Abb. 6) gleich der des Bogens BCD sein muß, wobei es wegen der Symmetrie zur Achse AC genügt, die Dehnungen der Radien 0—B_1 und 0—B_2 gleichzusetzen.

$$\frac{M_0}{1+\gamma}\int_0^\pi (1+\gamma\cos\varphi)\cos\varphi\, d\varphi + \frac{N_0 r}{1+\gamma}\int_0^\pi (1-\cos\varphi)\cos\varphi\, d\varphi + \frac{r^2 c}{\sqrt{\gamma}}\left\{\begin{aligned} &- A_1 \int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\sin\beta\varphi\cos\varphi\, d\varphi + A_1\int_0^\pi e^{-\alpha\varphi}\sin\beta\varphi\cos\varphi\, d\varphi \\ &+ B_1\int_0^\pi e^{\alpha\varphi}\cos\beta\varphi\cos\varphi\, d\varphi + B_1\int_0^\pi e^{-\alpha\varphi}\cos\beta\varphi\cos\varphi\, d\varphi \\ &- 2 B_1 \int_0^\pi \cos^2\varphi\, d\varphi \end{aligned}\right\} = 0.$$

$$(25)\qquad \frac{M_0}{1+\gamma}\cdot\gamma\cdot\frac{\pi}{2} + \frac{N_0 r}{1+\gamma}\left(-\frac{\pi}{2}\right) + \frac{c\, r^2}{\sqrt{\gamma}\sqrt{\gamma}}\left\{\begin{aligned} &- A_1 [e^{\alpha\pi}\ (\ \alpha\cos\beta\pi - \beta\sin\beta\pi) + \alpha] \\ &+ A_1 [e^{-\alpha\pi} (\ \alpha\cos\beta\pi + \beta\sin\beta\pi) + \alpha] \\ &+ B_1 [e^{\alpha\pi}\ (-\beta\cos\beta\pi - \alpha\sin\beta\pi) - \beta] \\ &+ B_1 [e^{-\alpha\pi} (\ \beta\cos\beta\pi - \alpha\sin\beta\pi) + \beta] \end{aligned}\right\} - 2 B_1\cdot\frac{\pi}{2}\cdot\frac{r^2 c}{\sqrt{\gamma}} = 0.$$

Um M_0 zu berechnen, multiplizieren wir die zweite Gleichung mit 2 und addieren beide. Hierbei ist

$$\alpha^2 + \beta^2 = 1 + \gamma$$

einzusetzen. Führt man weiter die Abkürzungen ein

$$2\alpha\sqrt{1+\gamma} - \beta\sqrt{\gamma} = \alpha',$$
$$2\beta\sqrt{1+\gamma} - \alpha\sqrt{\gamma} = \beta',$$

so erhält man

$$M_0\pi = \frac{2 r^2 c}{\sqrt{\gamma}\sqrt{\gamma}\sqrt{1+\gamma}}\left[\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi\,(-A_1\beta' + B_1\alpha') + \mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi\,(A_1\alpha' + B_1\beta')\right] + 2 B_1\pi\cdot\frac{r^2 c}{\sqrt{\gamma}}.$$

Abb. 6.

Jetzt werden A_1 und B_1 aus den Formeln 20 u. 21 eingesetzt, und man erhält

$$(26)\qquad M_0 = \frac{P r}{2}\left[\frac{1}{\pi(1+\gamma)} + \frac{1}{\sqrt{1+\gamma}}(\alpha\nu - \beta\mu)\right],\ \text{worin}$$

$$(27)\qquad \mu = \frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi}{\mathfrak{Cof}^2\alpha\pi - \cos^2\beta\pi}\qquad \nu = \frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi}{\mathfrak{Cof}^2\alpha\pi - \cos^2\beta\pi}.$$

Um N_0 zu berechnen, multiplizieren wir die erste Elastizitätsgleichung mit γ, die zweite mit 2 und ziehen die zweite von der ersten ab. Mit den Abkürzungen

$$2\alpha\sqrt{1+\gamma} + \beta\gamma\sqrt{\gamma} = \alpha''\qquad 2\beta\sqrt{1+\gamma} + \alpha\gamma\sqrt{\gamma} = \beta''$$

ergibt sich für N_0 zunächst der Ausdruck

$$N_0 r\pi = \frac{-2 r^2 c}{\sqrt{\gamma}\sqrt{\gamma}\sqrt{1+\gamma}}\left[\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\sin\beta\pi\,(-A_1\beta'' + B_1\alpha'') + \mathfrak{Sin}\,\alpha\pi\cos\beta\pi\,(A_1\alpha'' + B_1\beta'')\right] - \frac{2 B_1\pi r^2 c}{\sqrt{\gamma}}.$$

Nach Einsetzen von A_1 und B_1 ergibt sich dann die Formel

$$(28)\qquad N_0 r = \frac{P r}{2}\left[\frac{\gamma}{\pi(1+\gamma)} - \frac{1}{\sqrt{1+\gamma}}(\alpha\nu - \beta\mu)\right].$$

Nachdem M_0 und $N_0 r$ bekannt sind, können die endgültigen Formeln für M und q an beliebiger Stelle aus 22 und 23 aufgestellt werden. Die Endergebnisse lauten:

$$(29)\qquad M = \frac{P r}{2}\left\{\frac{1}{\pi(1+\gamma)} + \frac{1}{\sqrt{1+\gamma}}\left[(\alpha\mu + \beta\nu)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\varphi\sin\beta\varphi + (\alpha\nu - \beta\mu)\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\varphi\cos\beta\varphi\right]\right\}$$

$$(30)\qquad q = \frac{P}{2 r}\left\{\frac{\gamma}{\pi(1+\gamma)} + \frac{\sqrt{\gamma}}{\sqrt{1+\gamma}}\left[(\alpha\nu - \beta\mu)\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\varphi\sin\beta\varphi - (\alpha\mu + \beta\nu)\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\varphi\cos\beta\varphi\right]\right\}.$$

Damit ist die Aufgabe gelöst.

Im Punkte A mit $\varphi = 0$ ist nach Formel 26

$$M_0 = \frac{P r}{2}\left[\frac{1}{\pi(1+\gamma)} + \frac{1}{\sqrt{1+\gamma}}(\alpha\nu - \beta\mu)\right],$$

und für q ergibt sich

$$q_0 = \frac{P}{2 r}\left[\frac{\gamma}{\pi(1+\gamma)} - \frac{\sqrt{\gamma}}{\sqrt{1+\gamma}}(\alpha\mu + \beta\nu)\right].$$

Im Angriffspunkt C der Last P mit $\varphi = \pi$ wird

$$M_\pi = \frac{P r}{2}\left[\frac{1}{\pi(1+\gamma)} + \frac{1}{\sqrt{1+\gamma}}\cdot\frac{(\alpha\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi - \beta\cos\beta\pi\sin\beta\pi)}{\mathfrak{Cof}^2\alpha\pi - \cos^2\beta\pi}\right]$$

$$q_\pi = \frac{P}{2 r}\left[\frac{\gamma}{\pi(1+\gamma)} - \frac{\sqrt{\gamma}}{\sqrt{1+\gamma}}\cdot\frac{(\beta\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\pi\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\pi + \alpha\cos\beta\pi\sin\beta\pi)}{\mathfrak{Cof}^2\alpha\pi - \cos^2\beta\pi}\right].$$

Schreibt man

$$M = \frac{P r}{2}\cdot\eta_M\qquad q = \frac{P}{2 r}\cdot\eta_q,$$

so sind die in den Klammern enthaltenen Werte η_M und η_q nur von γ und φ abhängig, zu jedem γ gehört eine η_M- und eine η_q-Kurve. Um eine Vorstellung von dem Verlauf dieser Kurven zu erhalten, sind die η für

$\gamma = 10 \quad 15 \quad 30 \quad 50 \quad 75 \quad 150$

als $f(\varphi = 0° \quad 15° \quad 30° \ldots)$

ausgerechnet und in nachfolgender Zahlentafel zusammengestellt worden. Dieselben Werte sind dann in der Kurventafel Abb. 7 noch einmal anschaulich dargestellt worden; der Ring ist bei A aufgeschnitten und ausgestreckt worden, auf der linken Hälfte sind die Momentenordinaten η_M, auf der rechten die Ordinaten η_q der Stützungs-Widerstandskurve aufgetragen

Zahlentafel für η_M und η_q.

φ	η_M für $\gamma =$						η_q für $\gamma =$					
	10	15	30	50	75	150	10	15	30	50	75	150
0	+ 0,0568	+ 0,0395	+ 0,0173	+ 0,0081	+ 0,0043	+ 0,0018	+ 0,368	+ 0,331	+ 0,297	+ 0,295	+ 0,302	+ 0,314
15	+ 0,0531	+ 0,0377	+ 0,0174	+ 0,0086	+ 0,0047	+ 0,0019	+ 0,375	+ 0,331	+ 0,304	+ 0,299	+ 0,303	+ 0,313
30	+ 0,0419	+ 0,0317	+ 0,0172	+ 0,0098	+ 0,0058	+ 0,0022	+ 0,391	+ 0,363	+ 0,325	+ 0,312	+ 0,307	+ 0,310
45	+ 0,0229	+ 0,0205	+ 0,0152	+ 0,0106	+ 0,0072	+ 0,0030	+ 0,410	+ 0,394	+ 0,360	+ 0,337	+ 0,321	+ 0,309
60	— 0,0038	+ 0,0028	+ 0,0091	+ 0,0094	+ 0,0079	+ 0,0041	+ 0,415	+ 0,419	+ 0,399	+ 0,375	+ 0,350	+ 0,318
75	— 0,0367	— 0,0219	— 0,0033	+ 0,0037	+ 0,0058	+ 0,0049	+ 0,394	+ 0,417	+ 0,429	+ 0,418	+ 0,394	+ 0,346
90	— 0,0717	— 0,0515	— 0,0231	— 0,0090	— 0,0019	+ 0,0032	+ 0,312	+ 0,364	+ 0,424	+ 0,443	+ 0,438	+ 0,399
105	— 0,1009	— 0,0802	— 0,0482	— 0,0292	— 0,0173	— 0,0041	+ 0,165	+ 0,233	+ 0,344	+ 0,404	+ 0,439	+ 0,452
120	— 0,1119	— 0,0974	— 0,0713	— 0,0525	— 0,0389	— 0,0200	— 0,063	+ 0,006	+ 0,147	+ 0,238	+ 0,317	+ 0,425
135	— 0,0902	— 0,0851	— 0,0757	— 0,0662	— 0,0571	— 0,0403	— 0,358	— 0,321	— 0,191	— 0,118	— 0,021	+ 0,163
150	— 0,0136	— 0,0247	— 0,0388	— 0,0441	— 0,0460	— 0,0446	— 0,689	— 0,710	— 0,666	— 0,686	— 0,637	— 0,513
165	+ 0,1292	+ 0,1069	+ 0,0729	+ 0,0502	+ 0,0350	+ 0,0124	— 0,980	— 1,069	— 1,150	— 1,337	— 1,426	— 1,551
180	+ 0,3542	+ 0,3280	+ 0,2812	+ 0,2509	+ 0,2279	+ 0,1954	— 1,102	— 1,232	— 1,425	— 1,672	— 1,886	— 2,239

Abb. 7.

worden. Wie zu erwarten war, zeigt es sich, daß mit zunehmender Steifigkeit der Stützung die Lastaufnahme durch die Stützung in der Nähe von P größer wird (q-Linie), während die Ringmomente abnehmen (M-Linie).

Formeln für die Konstante γ.

a) Stützung des Ringes durch Einzelstäbe.

Abstand der Stäbe $= a$, gemessen am Umfang des Ringes (Abb. 8),

Stablänge s, Querschnitt F, Elastizitätsmodul E'.

Die Stabkraft S ist dann angenähert

$$S = q\,a, \qquad q = c\,y, \qquad y = \frac{S\,s}{E'\,F}.$$

Hieraus

$$c = \frac{q}{y} = \frac{E'\,F}{a\,s} \text{ und}$$

$$(31) \quad \gamma = \frac{c\,r^4}{EJ} = \underline{\frac{E'}{E} \cdot \frac{F\,r^2}{J} \cdot \frac{r^2}{a\,s}}.$$

Abb. 8.

b) Stützung des Ringes durch biegungsfeste Glieder (Abb. 9). (vgl. auch Abb. 1).

Stützweite der Träger $= l$, Trägheitsmoment $= J'$, Elastizitätsmodul $= E'$.

Dann ist

$$y = \frac{S\,l^3}{E'\,J'}\,\varkappa,$$

worin der Beiwert $\varkappa$ die Art der Trägerstützung — freie Auflagerung oder Einspannung usw. — und die Lage des Angriffspunktes von S in bezug auf die Trägerenden berücksichtigt.

Damit wird

$$(32) \quad c = \frac{q}{y} = \frac{S}{a\,y} = \frac{E'\,J'}{a\,l^3\,\varkappa} \text{ und } \gamma = \frac{c\,r^4}{E\,J} = \underline{\frac{E'}{E} \cdot \frac{J'}{J} \cdot \frac{r^4}{a\,l^3} \cdot \frac{1}{\varkappa}}.$$

Abb. 9. Abb. 10.

Beispiel.

Ein dünnwandiger Blechzylinder von der Höhe l wird durch Mantelstützen in gleichen Abständen und zwei Zwischenringe vom Durchmesser $2\,r$ in den Drittelpunkten versteift (Abb. 10). Beide Ringe werden in gleicher Weise belastet, die Kräfte S und Durchbiegungen y sind also in beiden Punkten einer Stütze dieselben. Boden und Decke können in ihrer Ebene als starr angesehen werden.

Abb. 11. Abb. 12.

1. Bei gelenkiger Auflagerung der Trägerenden erhält man aus einer einfachen Durchbiegungsrechnung, ausgehend von der Formel, Abb. 11:

$$(33) \quad \delta_{ki} = \frac{P\,l^3}{6\,E\,J}\,\xi_i\,\xi_k(1 - \xi_i^2 - \xi_k^2),$$

$$\xi_i = \frac{x_i}{l}, \qquad \xi_k = \frac{x_k}{l},$$

$$y = \frac{S\,l^3}{6\,E'\,J'} \cdot \frac{(8+7)}{3^4} = \frac{S\,l^3}{E'\,J'} \cdot \frac{5}{162} \qquad \text{also } \varkappa = \frac{5}{162},$$

und mit $E' = E$:

$$\gamma = \frac{J'}{J} \cdot \frac{r^4}{a\,l^3} \cdot \frac{162}{5}.$$

2. Sind die Trägerenden starr eingespannt (Abb. 12), so lautet die Grundformel

$$(34) \quad \delta_{ki} = \frac{P\,l^3}{6\,EJ}\,\xi_i^2\,\xi_k^2\,[3 - 3\,(\xi_i + \xi_k) + 2\,\xi_i\,\xi_k],$$

man erhält in unserem Fall

$$y = \frac{S\,l^3}{6\,E'\,J'} \cdot \frac{(16+11)}{3^6} = \frac{S\,l^3}{E'\,J'} \cdot \frac{1}{162},$$

also $\varkappa = \frac{1}{162}$, und mit $E' = E$: $\quad \gamma = \frac{J'}{J} \cdot \frac{r^4}{a\,l^3} \cdot 162.$

Dieser Wert ist jetzt fünfmal so groß wie zuvor.

Zahlenbeispiel.

Es sei $r = 10$ m (Durchmesser 20 m), $l = 9$ m, vorhanden 20 Mantelstützen, dann ist

$$a = \frac{2\,\pi \cdot 10}{20} = 3{,}14 \text{ m}.$$

J sei $= 9{,}45\,J'$,

Abb. 13. Abb. 14.

hieraus

$$\gamma = \frac{1 \cdot 10^4 \cdot 162}{9{,}45 \cdot 3{,}14 \cdot 9^3 \cdot 5} = 15,$$

und für starre Einspannung $\quad \gamma = 75.$

Für diese beiden Werte von γ sind die Kurven M und q vorhanden.

Wie aus Abb. 13 hervorgeht, ist

$$M_m \text{ infolge } P \text{ in } C$$
$$= M_C \quad \text{„} \quad P \text{ in } m,$$

daher sind die M- und q-Kurven zugleich Einflußlinien für M_C und q_C. Als Belastung der Ringe nehmen wir eine Windbelastung nach Abb. 14 an, wie sie den neueren Versuchen entspricht, jedoch in etwas vereinfachter Form (Abb. 15).

Abb. 15.

Sollen nun die Ringmomente in den Achtelpunkten C, 135°, B, 45°, A berechnet werden, so halten wir entweder die Lastfläche fest und wandern mit der M-Kurve jedesmal um 45° nach links, oder wir halten die M-Linie fest, gehen mit der p-Kurve immer um 45° nach rechts und bilden die Produkte

$$p\,\eta_M \text{ und } p\,\eta_q,$$

da für die Berechnung der q-Fläche dasselbe gilt, hierzu die folgende Zahlentafel:

	$\Sigma\, p\,\eta_M$		$\Sigma\, p\,\eta_q$	
	$\gamma=15$	$\gamma=75$	$\gamma=15$	$\gamma=75$
$\varphi=0$, Pkt. A	+ 0,800	+ 0,119	− 1,89	− 3,32
$\varphi=45$	+ 0,207	+ 0,135	+ 1,90	+ 1,15
$\varphi=90$, Pkt. B	− 1,278	− 0,478	+ 5,60	+ 8,19
$\varphi=135$	− 0,069	− 0,032	− 2,03	− 1,85
$\varphi=180$, Pkt. C	+ 1,234	+ 0,395	− 8,73	− 11,56

Abb. 16.

Abb. 17.

Abb. 16 u. 17 zeigen die Gestalt der M- und q-Flächen. Als Faktoren treten hinzu: bei M der Faktor $\frac{P\,r}{2}$. Für die Lasten P gilt

$$P = w_0\, b\, \frac{2\pi r}{24},$$

worin w_0 der Winddruck je Flächeneinheit und b die Belastungsbreite $\left(\text{Ringabstand, hier} = \frac{1}{3}\cdot l\right)$ bedeutet, während $2\pi r : 24$ den Abstand der Lastangriffspunkte berücksichtigt. Man erhält als Faktor von M

$$w_0\, b\, \frac{2\pi r}{24}\cdot\frac{r}{2} = \frac{\pi r^2}{24}\cdot w_0\, b = 0{,}1309\, w_0\, b\, r^2,$$

in unserem Falle mit $w_0 = 125$ kg/m², $b = 3{,}0$, $r = 10{,}0$:

$$0{,}1309\cdot 0{,}125\cdot 3{,}0\cdot 100 = 4{,}91 \text{ tm},$$

$$\text{für } \gamma = 15:\ M_{max} = \sim 1{,}278\cdot 4{,}91 = \underline{6{,}27 \text{ tm}}\,^{1)}$$

$$\text{für } \gamma = 75:\ M_{max} = \sim 0{,}478\cdot 4{,}91 = \underline{\underline{2{,}35 \text{ tm}}}.$$

Zu den Ordinaten der Stützwiderstandskurve q tritt der Faktor

$$\frac{P}{2r} = w_0\, b\, \frac{2\pi r}{24}\cdot\frac{1}{2r} = \frac{\pi}{24}\, w_0\, b = 0{,}1309\, w_0\, b,$$

mit unseren Zahlen $= 0{,}1309\cdot 0{,}125\cdot 3{,}0 = 0{,}0491$ t/m. Der Abstand der 20 Stützträger ist

$$a = 2\pi r : 20 = 3{,}14 \text{ m},$$

die größte Belastung S erhält der Träger bei C mit

$$S_{max} = \sim 8{,}73\cdot 3{,}14\cdot 0{,}0491 = \underline{1{,}35 \text{ t}} \text{ für } \gamma = 15,$$

und

$$S_{max} = \sim 11{,}56\cdot 3{,}14\cdot 0{,}0491 = \underline{1{,}78 \text{ t}} \text{ für } \gamma = 75.$$

Abb. 18.

Abb. 19.

Im ersten Falle entsteht im Stützträger ein größtes Biegungsmoment

$$M = 1{,}35\cdot 3{,}0 = 4{,}05 \text{ tm, Abb. 18.}$$

Im zweiten Falle ist das entsprechende M_0-Moment

$$M_0 = +\,1{,}78\cdot 3{,}0 = +\,5{,}34 \text{ tm},$$

außerdem entstehen aber Einspannungsmomente, für die bei einem Träger mit n-tel Punktbelastung die leicht abzuleitende Formel gilt

$$(35)\qquad M_A = -P\,l\,\frac{1}{n^3}\sum_1^{n-1} m\,(n-m)^2, \qquad (l = n\,b).$$

Hier wird mit $n = 3$: $M_A = -P\,l\cdot\frac{6}{27} = -\,0{,}2222\,P\,l$, und mit $l = 9$ m, $P = 1{,}78$ t: $M_A = -\,0{,}2222\cdot 1{,}78\cdot 9 = -\,3{,}56$ tm.

Dies ist zugleich das größte Moment, denn unter der Last bleibt nur

$$M = +\,5{,}34 - 3{,}56 = +\,1{,}78 \text{ tm}.$$

Das Einspannungsmoment ergibt sich nach Abb. 19 auch ohne Formel sofort aus der Bedingung, daß Rechteck und Trapez gleichen Flächeninhalt haben müssen, aus

$$M_0\, b + 2\,M_0\,\frac{b}{2} = M_A\cdot 3\,b \quad\text{zu}\quad M_A = \frac{2}{3}\,M_0.$$

1) Wegen der geringen Zahl der berechneten Kurvenpunkte ist die Gestalt der Kurven nach Abb. 16 u. 17 nicht genau, M_{max} liegt nicht genau bei B, es ist aber anzunehmen, daß der richtige Wert von M_{max} nicht sehr viel anders ist.

Die Tore der neuen Luftschiffhalle in Friedrichshafen a. B.

Von Dipl.-Ing. **W. Pfeiffer**, Saarbrücken.

Die Entwicklung der Luftschiffe zu ihrer wirtschaftlichsten Form hat erwiesen, daß die älteren Hallen für ein modernes Luftschiff nicht mehr ausreichen, so daß man zum Aufbau eines geregelten Luftschiff-Verkehrs dazu übergehen muß, neue Hallen zu bauen, die dieser Entwicklung genügend Rechnung tragen. Die neuerdings erstellten einschiffigen Luftschiffhallen in Acron (USA.) und Friedrichshafen a. B. bilden die Anfänge hierzu, zeigen aber untereinander wesentliche Unterschiede in der äußeren Gestaltung, die fast charakteristisch für amerikanische und deutsche Bauweise sind. Während die amerikanische Halle 358 m äußere Länge, 99,8 m äußere Breite und 54,8 m lichte Höhe besitzt, zeigt die Friedrichshafener Halle in den entsprechenden Maßen 250 m, 60 m und 46 m, also ziemlich bedeutende Unterschiede in den für die Größenentwicklung der Luftschiffe gezogenen Grenzen. Den größten Unterschied bilden die Toranlagen. Bei der Acronhalle sind die Torscheiben als Halbkugelsegmente ausgebildet, ruhen oben auf der Hallenkonstruktion auf und laufen unten auf einer kreisförmigen Schiene. Die Friedrichshafener Tore belasten die Halle nur in waagerechter Richtung, d. h. in der Hauptsache durch Winddruck, während ihr gesamtes Gewicht nur auf der Torlaufschiene ruht.

Eine ausführliche Beschreibung der Halle ist in dieser Zeitschrift 1930, Heft 6, S. 61 ff., veröffentlicht worden. Die Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft, die den Zuschlag auf die schlüsselfertige Erstellung der Halle erhalten hatte, übertrug die Ausführung der Toranlage der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, welche in ihrem letzten Entwurf die der Ausführung zugrunde gelegten Vorschläge zur Torkonstruktion gemacht hatte.

Aus rein wirtschaftlichen Gründen und Platzverhältnissen war es erforderlich, die Halle so zu bemessen, daß sie bei den kleinstmöglichen Außenmaßen den größten nutzbaren Innenraum erhielt. Die Toröffnung mußte den ganzen nutzbaren Hallenquerschnitt freigeben (Abb. 1). Es war für die Halle Friedrichshafen eine lichte Breite von 50 m bei 46 m lichter Höhe gefordert, die zur Zeit in Bau befindliche Halle Löwental erhält eine lichte Höhe von 49 m bei gleichen Breitenabmessungen. Ausschlaggebend für die Gestaltung der Toranlage ist die Stellung der Torflügel bei geöffnetem Tor. Die Anordnung von Drehflügeln, wie sie beispielsweise die kürzlich zerstörte Halle in Trier aufwies, wird hier durch die großen Abmessungen unwirtschaftlich, da schon geringe Winddrücke auf das Tor eine große Belastung des Antriebsmechanismus hervorrufen.

Es mußten also Schiebetore angeordnet werden, wie sie die meisten bis jetzt erbauten Luftschiffhallen aufweisen. Die einfachste Anordnung, gerade Flügel, senkrecht zur Hallenlängsachse verschiebbar, mußte hier ausscheiden, da an den geöffneten Torflächen Luftwirbel entstehen, wenn die Windrichtung ungefähr mit der Hallenlängsachse zusammenfällt. Man hat schon bei früheren Anlagen versucht, diese Wirbelbildung durch trichterförmige Erweiterung der Hallenöffnung zu vermeiden. Zu diesem Zwecke stellte man die geöffneten Torflügel so, daß sie mit dem Hallengiebel einen stumpfen Winkel bildeten, so z. B. bei der Halle Straßburg. Die obere und untere Torführung bestand aus je drei geradlinigen Strängen (Abb. 2), die mit Zahnstangen ausgerüstet waren. Auf diesen liefen Ritzel, die durch den Antrieb in Mitte der Torscheibe bewegt wurden. Diese teuere Konstruktion wurde bei den Hallen Königsberg und Leipzig ersetzt durch kreisförmige Anordnung der oberen und unteren Torlaufbahnen, wobei die Torscheiben durch einen direkt angetriebenen Wagen bewegt wurden. Die Auflast aus dem Torwagengewicht ergab genügende Reibungswiderstände, so daß auf Zahnstange und Ritzel verzichtet werden konnte (Abb. 3). Wie sich jedoch bald zeigte, vermochte die trichterförmige Erweiterung der Halleneinfahrt die Wirbelbildung auch nicht zu verhindern, so daß man sie bei allen später von B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, erbauten Hallen zur Erzielung einer einfachen und stabilen Konstruktion in Kauf nahm und die Tore gerade und rechtwinklig zur Hallenlängsachse bewegte.

Abb. 1. Blick in die Halle bei ganz geöffnetem Tor.

Abb. 2. Toranlage der Luftschiffhalle Straßburg.

Erst bei der Ausschreibung der jetzigen Friedrichshafener Halle nahm die Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H. den Gedanken wieder auf, durch geeignete Anordnung der geöffneten Torflügel ein störungsfreies Aus- und Einbringen des Luftschiffes in die Halle zu erzielen. In den Ausschreibungsbedingungen heißt es u. a.: „Es wäre deshalb günstiger, wenn die Tore in geöffnetem Zustand in Richtung der Hallenlängswand gebracht werden können." Da zur Ersparung von Konstruktion die lichte Länge der Halle an den Wänden kleiner sein durfte als in Hallenmitte, schlug die Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, in ihrem Angebot vor, die Tore als Zylindersegmente auszubilden und auf einer kreisbogenförmigen Schiene zu verfahren (vgl. Heft 6, 1930, Abb. 6, S. 62). Die seitliche Begrenzung der Tore erfolgte nach dem Hallenquerschnitt, so daß die seitlichen und oberen Begrenzungsflächen der Tore parallel laufen mit den entsprechenden Umhüllungsflächen der Halle.

Abb. 3. Toranlage der Luftschiffhalle Königsberg.

Die konstruktive Gliederung der Torkonstruktion zeigt die Übersichtszeichnung des Tores (Abb. 4) und eine parallelperspektivische Darstellung des Torgerippes (Abb. 5). Die Torhaut ruht auf kreisförmig gebogenen Pfetten aus Normalprofilen, die sich gegen die lotrechten Pfosten legen. Diese übernehmen außer den senkrechten Lasten aus der Bimsbetondachhaut, der Torbekleidung und dem Eigengewicht die waagerechten Windkräfte. Ein im Grundriß kreisförmig gebogener senkrechter Träger überträgt die lotrechten Lasten auf die Lauf- und Triebwagen, die bei den Pfosten 1 und 7 angeordnet sind. Die durch die Kreisbogenform und die exzentrische Lagerung des senkrechten Trägers entstehenden Nebenkräfte werden durch die Pfosten in den oberen und unteren waagerechten Träger geleitet. Der untere in Höhe + 350 und der obere in + 33 300 (s. Abb. 5)

Abb. 7. Oberer Torführungswagen.

übernehmen auch die Windkräfte aus den Pfosten. Die Ableitung der äußeren Kräfte in die Fundamente erfolgt oben über zwei Laufwagen, die an Pfosten 1 und 8 in Höhe + 32 430 bzw. + 46 630 (s. Abb. 6) angebracht sind, und unten durch in den Querträgern der Pfosten 1 und 7 in Höhe + 350 fest angebrachte, waagerecht liegende Rollen. Abb. 6 zeigt konstruktive Einzelheiten des Pfostens 8, gegen den sich der obere Horizontalträger

Abb. 4. Konstruktions-Übersicht. (Ansichtsfläche abgewickelt.)

mit der Einschnürung legt, die erforderlich war zur Durchführung der Torlaufbahn auf + 32 430. Diese Torlaufbahn dient lediglich zur Führung der äußeren oberen Punkte der beiden Torhälften bei Pfosten 1, während sämtliche übrigen Pfosten einschließlich des Pfostens 8 mit ihr nicht in Verbindung stehen. Die Stützung der beiden Torhälften ist aus der perspektivischen Darstellung (Abb. 5) zu ersehen. Die Stützkräfte sind dort an den jeweiligen Stützpunkten durch Pfeile eingezeichnet. Die Stützung erfolgt sowohl in geschlossenem als auch in geöffnetem Zustand gleichartig.

Die statische Berechnung wurde aufgestellt für ein ebenes System. Zur Aufnahme etwaiger Verwindungskräfte beim Verfahren des Tores und zum Ausrichten bei der Montage wurde ein rautenförmiger Verband mit steifen waagerechten Pfosten vorgesehen, so daß die Schrägen nur Zugkräfte übernehmen.

Die oberen Laufwagen (Abbild. 7), die die waagerechten Kräfte aus der Torscheibe in die mit der Hallenkonstruktion fest

Abb. 5. Systemskizze.

Abb. 6. Hauptpfosten.

Abb. 9. Einzelheiten der Torbekleidung.

verbundenen Torführungsträger leiten, besitzen je vier senkrechte und drei waagerechte Rollenpaare, so daß der Wagen im Torführungsträger fest eingespannt ist. Die Verbindung mit der Torscheibe ist durch einen Zapfen von 150 mm ∅ hergestellt, der mit der Torkonstruktion fest verbunden ist, und an dem der Wagen auf- und abgleiten kann, um die lotrechten Bewegungen der vorkragenden Hallenkonstruktion nicht auf das Tor zu übertragen. Die unteren Wagen (Lauf- und Triebwagen) besitzen je zwei senkrechte Räder, die in einem Rahmen verlagert sind. Der Rahmen schwingt um eine waagerechte in zwei Blechschilden der Querträger 7 und 1 befestigte Achse. Der Antrieb des Triebwagens erfolgt durch einen Motor der Siemens-Schuckertwerke (Typ DH. 96-VI von 13,6 PS und 940 Umdrehungen) über ein Schneckengetriebe mit zwei Zahnradvorgelegen. Durch eine Hebelumschaltung wird ein drittes Vorgelege eingerückt, welches das Verfahren des Tores von Hand gestattet und zwar durch drei Kurbelpaare, die miteinander und mit dem Vorgelege durch Gallsche Ketten verbunden sind (Abb. 8). Die Übertragung der waagerechten Kräfte auf die Schiene erfolgt durch waagerecht liegende Rollen, die mittels lotrechter Achsen unmittelbar im Querträger befestigt sind.

Die Motore sind mit Endausschaltern versehen. Außerdem ist eine durch Handkurbel und Spindel betätigte Backenbremse angebracht, die durch Festklemmen der Backen am Schienenkopf das Tor in jeder Lage festhält. Der Verschluß der Torhälften geschieht durch eine einfache Falle, die mittels Spindel und Handrad in ihrer Länge verändert werden kann. Die Stromzuführung erfolgt durch ein biegsames Panzerkabel, das über Rollen geführt und durch ein Gegengewicht straff gehalten wird. Hauptschalter und Widerstände sind in einem Blechgehäuse untergebracht, das gegen die Halle gasdicht ausgebildet wurde, um Entzündungen durch Funkenbildung von eventuellen Gas-Luft-Gemischen, die beim Füllen und Entleeren der Luftschiffe entstehen können, zu vermeiden. Die Öffnungsdauer beträgt für einen Torflügel etwa 6 Minuten bei Motorantrieb und etwa 30 Minuten bei Handantrieb durch sechs Mann.

Abb. 8. Triebwagen.

Die Torbekleidung besteht aus Asbest-Schieferplatten (Marke „Fulgurit“ der Firma Adolf Oesterheld in Eichriede) von 6 mm Stärke, die mittels 8 mm starken, aus demselben Stoff hergestellten Laschen auf Belagprofile aufgeschraubt wurden (Abb. 9). Die waagerechten Stöße wurden durch außenliegende Belagprofile gedeckt. Die Torhaut

Abb. 10. Montage des 1. Tores: 1. Flügel gestellt, 2. Flügel zum Hochziehen bereit.

Abb. 11. Montage des 1. Tores: 1. Torflügel fast fertig, 2. Torflügel Beginn des oberen Aufbaues.

wird durchbrochen von Lichtflächen von je 5 m Breite und 15 bzw. 22,5 m Höhe aus Drahtglas, die in ähnlicher Weise befestigt wurden wie die Asbestschieferplatten. Der Torsockel ist mit einer Blechhaut von 1,5 mm Stärke versehen, in der eine Schlupftüre angebracht wurde. Die Abdichtung des unteren Torrandes erfolgte durch Piassavabesen, die Schlagleiste erhielt ein besonders geformtes Holzfutter.

Die Montage der Tore konnte erst erfolgen, nachdem die Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft den Kopfbau fertiggestellt hatte. Um Zeit zu gewinnen, wurden die beiden ersten Torflügel bis zum Horizontalträger auf + 33 300 liegend zusammengebaut (Abb. 10), am unteren Ende auf Wagen gesetzt und mittels zweier etwa 40 m hoher Standbäume hochgezogen. Der weitere Aufbau erfolgte mittels kleinerer Maste, die auf dem oberen waagerechten Träger abgestützt wurden (Abb. 11). Das zweite Tor wurde stehend montiert, die Bekleidung mittels Hängerüstung aufgebracht. Die Montage wurde in etwa 5 Monaten (von August 1929 bis Januar 1930) durchgeführt. Die maschinelle Ausrüstung der Tore wurde durch die Firma Saarbrücker Hebezeugfabrik, Kaufmann & Weinberg, geliefert.

Statisch unbestimmte Tragwerke unter Berücksichtigung der Plastizität.

G. v. Kazinczy, städt. Baurat, Budapest.

In der Zeitschrift „Der Stahlbau“ 1930, Heft 2, ist von J. H.-Schaim ein Aufsatz mit dem Titel „Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität“ erschienen. Die Versuche, über welche berichtet wird, ergeben dasselbe Resultat wie die wohlbekannten Versuche von Professor Maier-Leibnitz (Bautechn. 1928, Heft 1 u. 2, und 1929, Heft 20) und die Versuche des Verfassers (Betonszemle 1914, Heft 4, 5 u. 6). Alle diese Versuche sind wertvolle Beweise der Grüningschen Theorie.

In dem obengenannten Aufsatz findet sich aber ein Satz, den ich richtigstellen möchte. Auf S. 15 ist folgendes zu lesen:

„Die Zerrung bzw. die dauernde Formänderung über der Stütze ermöglicht eine Art Minderung der Momente über der Stütze und eine Vergrößerung der Momente im Felde, in Richtung der Grüningschen Voraussetzung. Bei ein und demselben Belastungsfall müssen sich die Momente im Felde und über der Stütze dem Mittelwert dieser Momente nähern.“

Der zweite Satz ist nur so weit richtig, daß die Momente sich im Felde und über der Stütze nähern, aber nicht zu dem Mittelwert dieser beiden Momente. (Das ist nur in jenem speziellen Fall richtig, wenn die Schlußlinie sich parallel verschiebt.) Richtig ist der Satz so: Mit wachsender Belastung nach Erreichen der Streckgrenze über der Stütze bleibt hier das Moment nahezu unverändert, und nur das Feldmoment wächst mit größerer Geschwindigkeit weiter bis zu derselben Grenze, wodurch das Tragvermögen des Trägers als erschöpft zu betrachten ist. Inzwischen verschiebt sich die Schlußlinie so, daß an der Grenze des Tragvermögens die beiden Größtmomente gleich groß werden. Dann aber sind beide Momente in jedem Fall $M_1 = M_f = \frac{p\,l^2}{11,67}$, also unabhängig von der Spannweite und von der Belastung der Nachbaröffnungen. Statt Tafel 3, deren Zahlen also aus einfachen geometrischen Gründen nicht richtig sind, kommt eine einzige Zahl:

$$M_m = \frac{p\,l^2}{11,67}\,.$$

Daß die gegebenen Zahlen der Tafel 3 nicht zutreffen, soll nur an einem Beispiel gezeigt werden. Bei $l_2 = l_1 = 1$ und $q_2 = q_1 = 1$ ist $M = \frac{1}{10,3}$ angegeben. Nehmen wir an, daß M_1 in der Tat $-\frac{1}{10,3}$ ist. Soll dann nach der üblichen Weise M_f bestimmt werden $[q = 1,\ l = 1]$, so ergibt sich

$$R = \frac{q\,l}{2} - \frac{M_1}{l} = 0,5 - 0,097 = 0,403$$

$$M_f = \frac{R^2}{2\,q} = \frac{0,403^2}{2} = 0,081 = \frac{1}{12,3}; \quad \text{also nicht } \frac{1}{10,3}.$$

Im Mittelfelde werden die Momente $M-$ und $M+ = \frac{q\,l^2}{16}$, sie sind also ebenfalls unabhängig von den Nachbaröffnungen.

Sind die Widerstandsmomente im Felde und über der Stütze verschieden, so muß man die Schlußlinie so einzeichnen, daß $\frac{M_f}{W_f} = \frac{M_1}{W_1}$ wird.

Die Bemessung der statisch unbestimmten Tragwerke mit Berücksichtigung der plastischen Formänderungen ist überhaupt viel einfacher, als es auf den ersten Blick erscheint, ja sogar einfacher als nach der Elastizitätstheorie.

Es handle sich z. B. um einen statisch unbestimmten Träger mit gegebenen Abmessungen, dessen Sicherheit zu untersuchen ist. Man nimmt an Stelle der Stäbe, die als Überzählige eines stabilen Systems aufgefaßt werden können, Kräfte gleich $F'\sigma_s$, welche auf das nun statisch bestimmte Fachwerk wirken. Dann bestimmt man die Stabkräfte, welche durch die mit dem Sicherheitsfaktor multiplizierten äußeren Kräfte erzeugt werden. Wenn die Fließgrenze (Elastizitätsgrenze) in keinem Stab erreicht wird, sind die Abmessungen des Fachwerkes ausreichend. Handelt es sich darum, ein neues Fachwerk zu dimensionieren, so nimmt man die Stabkräfte in den überzähligen Stäben willkürlich, das heißt aus konstruktiven bzw. wirtschaftlichen Gründen an; die weitere Arbeit ist nun dieselbe wie bei einem statisch bestimmten Träger.

Die Mittelöffnung eines ständig belasteten durchlaufenden Trägers oder ein eingespannter Träger mit veränderlichem Querschnitt wird einfach mit $M_0 = \sigma_z\,(W_m - W_{st})$ berechnet, wo M_0 das größte Moment eines frei gelagerten Balkens, W_m das Widerstandsmoment in der Balkenmitte und W_{st} dasselbe an den beiden Stützen und σ_z die zulässige Spannung bedeutet. Es ist eigentlich viel richtiger, statt mit den zulässigen Spannungen mit jenen Spannungen zu rechnen, die den nicht erwünschten Zustand herbeiführen (bei der Mehrzahl der Stahltragwerke ist das die Streckgrenze), und die Lasten mit dem Sicherheitsgrad vergrößert in Rechnung zu stellen. Auf diese Weise gewöhnt man sich ab, die sogenannten zulässigen Spannungen etwa als eine Materialkonstante mit physikalischer Bedeutung zu betrachten. Nach den neuen Erkenntnissen der Plastizitätstheorie haben die wahren Spannungen ihre Bedeutung verloren. Sie sind kein Maßstab mehr für die Sicherheit, da sie nicht linear bis zu der Grenze des Tragvermögens wachsen.

Im allgemeinen kann man sagen, daß man für die Bemessung die Schlußlinie in der Momentenlinie eines durchlaufenden Trägers — oder noch allgemeiner eines jeden statisch unbestimmten Stabsystems — willkürlich einzeichnen und die Querschnitte diesen willkürlichen Momenten entsprechend wählen kann. Sind einige Querschnitte aus irgend einem Grunde vorausbestimmt, zieht man die Schlußlinie so, daß für diese Querschnitte $M = W\sigma_z$ wird, und bemißt oder untersucht den Balken an den übrigen Stellen für die sich so ergebenen Momente.

Wenn wir aber so verfahren, haben wir noch die Pflicht, das Tragwerk daraufhin zu untersuchen, ob die Formänderungen, die jetzt teilweise elastisch, teilweise bleibend sind, nicht unzulässig groß werden. Wenn man solche Rechnungen durchführt, wird man finden, daß die Freiheit doch nicht so groß ist, wie man im voraus denken könnte.

Es handelt sich nämlich um zweierlei Formänderungen, die einander überlagert sind; die elastischen und — nach Erreichen der Streckgrenze in einem Querschnitt oder Stab — die plastischen Formänderungen. Die elastischen Formänderungen rechnet man nach einer bekannten Methode aus, die plastischen wieder ganz einfach so, daß man nach Beendigung der rein elastischen Formänderungen unter den weiteren Lasten in dem Querschnitt, wo die Streckgrenze erreicht ist, sich ein Gelenk eingeschaltet bzw. den Stab (im Fachwerk) ganz ausgeschaltet denkt und die Berechnung mit dem so veränderten Tragwerksystem fortsetzt.

Man muß solche Formänderungsrechnungen bei der Anwendung dieser Bemessungsweise wenigstens anfangs bei den verschiedenen Tragwerken durchführen, da ganz interessante Erscheinungen auftreten, die man berücksichtigen muß.

Zum Beispiel: Für einen unvollkommen (sogenannten elastisch) eingespannten Stahlträger ergibt sich nach der ersten Rechnung, daß er immer mit $\frac{p\,l^2}{16}$ zu bemessen ist, unabhängig von dem Grade der Einspannung. Wenn wir aber die Durchbiegungen ausrechnen, so finden wir folgendes: Solange der Grad der Einspannung so groß ist, daß die Streckgrenze zuerst an der Einspannungsstelle erreicht wird, d. h. solange, nach der Elastizitäts-Theorie berechnet, $+M_f < \frac{p\,l^2}{16}$ wird, hat der Grad der Einspannung tatsächlich auch auf die größte Durchbiegung an der Grenze der Tragvermögen keinen Einfluß. Wenn dagegen die Einspannung nachgiebiger ist, wachsen die Durchbiegungen nach Erreichen der Streckgrenze in der Balkenmitte sehr rasch, so daß es scheint, nur mit dem tatsächlich vorhandenen Grad der Einspannung rechnen zu dürfen; man kann dann also die Plastizitätstheorie nicht anwenden.

Die bleibenden Formänderungen sind gegebenenfalls auch zu berücksichtigen. Es ist interessant, daß nach der Entlastung nicht nur bleibende Formänderungen, sondern auch elastische Spannungen zurückbleiben, sogenannte Tragwerkseigenspannungen.

Bei den Versuchen von Maier-Leibnitz konnten diese Eigenspannungen sich nicht ausbilden, da die sonst ausgezeichnete Einrichtung dazu nicht geeignet war (d. h. man hätte den Einspannungs-Querschnitt mit der Wasserwaage nach Entlastung auch einstellen sollen, was aber wegen

der entgegengesetzten Richtung des Druckzylinders nicht möglich war), sonst hätten sich bleibende Durchbiegungen bei dem Träger 12 bei Tonne 13 gezeigt (s. „Die Bautechnik" 1929, S. 315, Abb. 15).

Diese bleibenden Spannungen sind in dem ungünstigsten Falle an der Grenze des Tragvermögens $\sigma = \frac{p\,l^2}{48\,W}$ entlang des ganzen Trägers, vorausgesetzt beiderseits vollkommene Einspannung und gleichbleibender Querschnitt.

Ich will mich hier mit dem Beweis bzw. der Ableitung des hier Gesagten nicht beschäftigen, da ich darüber gründlicher und noch allgemeiner nach Beendigung der kürzlich angestellten Versuche zu berichten hoffe. Es ist eigentlich merkwürdig, daß es längst bekannt ist, daß man in einem n-fach statisch unbestimmten Träger so viele Gelenke einschalten kann (selbstverständlich nicht ganz frei wohin), und man in einem Fachwerk so viele Stäbe durchschneiden kann, wie statisch Überzählige vorhanden sind, ohne daß die Stabilität des Trägers verloren geht. Und doch sind wir erst in jüngster Zeit darauf gekommen, daß man die Momente bzw. Stabkräfte hier beliebig hoch, sogar auf 0, einschätzen darf, wenn wir das stabile System mit Berücksichtigung dieser verminderten Momente und Stabkräfte mit genügender Sicherheit bemessen.

Unser Stahlmaterial ist glücklicherweise fähig, plastische Formänderungen zu erleiden. Und wir wagten es nicht, diesen Schatz zu verwerten. Unbewußt haben wir ja das längst getan. Ja, was geschehe mit unseren Stahlbauten, wenn diese aus einem spröden Material wären (die scharfen Ecken, Nebenspannungen usw.). Ja, wäre es überhaupt erlaubt, Nieten in drei oder mehr Reihen zu verwenden? Also nützen wir unsere Erkenntnisse auch in andern Teilen der Stahltragwerke aus.

Gewiß ist dem Konstrukteur auch früher die Spannungs-Dehnungs-Kurve bekannt gewesen, nur hatte er Furcht vor den mathematischen Schwierigkeiten bei ihrer Verwendung, obgleich in manchen Fällen auch das Rechnen mit dem Hookeschen Gesetz kompliziert ist. Und jetzt sehen wir, daß die Rechnung nicht verwickelter, sondern einfacher wird.

Die wahre Dehnungskurve wurde bis jetzt nur bei dem Problem des Knickens von Kármán verwendet, und die Versuche von Roš und Brunner haben es glänzend bestätigt.

Also verwenden wir nur tapfer auch in andern Problemen die Plastizitätstheorie.

Zum Aufsatz des Herrn von Kazinczy habe ich folgendes zu bemerken:

Herrn von Kazinczy sind beim Lesen des Aufsatzes in Heft 2, Jahrgang 1930 dieser Zeitschrift einige Mißverständnisse unterlaufen.

Ich habe nicht gesagt, daß das Feld- und Stützenmoment gleich dem Durchschnitt der zwei Momente sei, sondern sich dem Durchschnitt etwa nähern, d. h. also eine Annäherungsannahme darstellt. Daß theoretisch die zwei Momente, die gleichzeitig auftreten müssen, den Wert von $\frac{p\,l^2}{11,67}$ erreichen dürften, ist aus der Momentengleichung bei Gleichstellung der zwei Momente ohne weiteres zu errechnen und bereits auf der Internationalen Tagung in Wien 1928 (s. Bericht) hervorgehoben worden. Ob aber dieser Wert praktisch erreicht wird, ist eine ganz andere Frage, worüber nur Versuche entscheiden. Herr v. K. hat auch die dort zitierte Tabelle mißverstanden. Der in der Praxis tätige Ingenieur und nicht zuletzt die Baubehörden mit den Baupolizeibestimmungen sind gewöhnt, nur auf dem Wege des vollen kontinuierlichen Trägers das Problem zu behandeln. Für diese Kreise war die Darstellung der Annäherung gedacht. Es sollte diesen Kreisen vorgeführt werden, wie an Hand ihrer Vorstellungen, ohne neue Gesichtspunkte, die Zweifel in die Richtigkeit der neuen Berechnungsweise beseitigt werden können.

Die Tafel 3 gibt lediglich zahlenmäßig Feld- und Stützenmomente und den Durchschnitt dieser Momente wieder, lediglich zu dem Zwecke, um ein Bild zu bekommen, in welchem Bereich die Plastizität in Anspruch genommen wird. Die Tabelle stellt zugleich die Antwort zu einer baupolizeilichen Bestimmung in Norddeutschland dar, wo die Anwendung der Formeln $\frac{q\,l^2}{11}$ und $\frac{q\,l^2}{16}$ von bestimmten Verhältnissen der Feldweiten und der Feldlasten abhängig gemacht worden ist. Die Mißverständnisse dürften damit beseitigt und die dort angeknüpften Bemerkungen hinfällig sein. Über Größe und Verlauf der Momentenwerte werde ich in einem weiteren, längst fertig vorliegenden Aufsatz über die seinerzeit durchgeführten Versuche näher eingehen. Dipl.-Ing. J. H.-Schaim.

Verschiedenes.

Erweiterung der Missionsanstalt der weißen Väter Groß-Krotzenburg a. M. Wenn es sich bei der vorliegenden Bauausführung auch nicht um ein Bauwerk besonderen Ausmaßes handelt, so dürfte sie hier doch kurz angeführt werden, weil die vorliegenden Verhältnisse einige der Vorteile der Stahlskelettbauweise besonders deutlich erkennen lassen.

Es handelt sich hier um zwei Erweiterungsbauten, die sich, wie aus beistehender Abbildung zu ersehen ist, an das vorhandene Hauptgebäude, das erst etwa $1^1/_2$ Jahre vorher in Eisenbeton ausgeführt worden ist, rechtwinklig anschließen. Links wurde ein dreigeschossiger Flügel von $11 \cdot 29$ m, der Küchenflügel, rechts der viergeschossige Klassenflügel von $11 \cdot 31$ m ausgeführt. In beiden Flügeln waren große freie Räume verlangt, die als Küchen, Schlafsäle, Klassenzimmer u. dgl. Verwendung finden, weshalb durchweg Rahmen gewählt wurden, die es jederzeit ermöglichen, erforderlichenfalls eine andere Raumeinteilung vorzunehmen.

Stahlkonstruktion der Missionsanstalt Groß-Krotzenburg a. M.

Wie bereits eingangs erwähnt, ist die Konstruktion eine reine Stahlskelettkonstruktion, wobei also die Wände außer ihrem eigenen Gewicht in Höhe eines Stockwerkes keine Belastungen aufzunehmen haben. Die Stockwerkrahmen, die ein System aufeinandergestellter Rahmen bilden, haben rd. 10,5 m Stützweite bei 3,5 bis 3,8 m Abstand und deren Riegel sind so stark bemessen, daß sie sich bei voller Belastung nicht mehr als 1/500 ihrer Stützweite durchbiegen. Der quer auftretende Winddruck wird von den Rahmen aufgenommen, während die Längsaussteifung durch den Anschluß an den vorhandenen Bau und durch die Ausmauerung erfolgt. Für die Decken sind Ziegel- bzw. Schwemmsteinkappen zwischen Stahlträgern vorgesehen; unter den nur wenig geneigten teerfreien Pappdächern sind Schutzdecken, ebenfalls aus Schwemmsteinkappen, aber zwischen Holzbalken, angeordnet.

Die Ausmauerung der beiden Stahlskelette erfolgte in 38 cm starkem Ziegelmauerwerk und wurde von den Brüdern der Anstalt, die auch ein Bauhandwerk erlernen, ausgeführt. Als Ziegel verwendete man Feldbrandsteine, die die Anstalt selbst herstellte, und die sich billiger stellten als Leichtbaustoffe, Bimshohlsteine u. dgl. Sie hatten aber nicht ganz die Festigkeit der im Handel erhältlichen normalen Ziegel, was aber bei der Verwendung als unbelastetes Füllmauerwerk keinen Nachteil bedeutete. Bei dem Ausmauern wurde an den Rahmenstielen, die aus Peiner Trägern bestehen und ganz im Mauerwerk liegen, 3 bis 4 cm Spielraum gelassen, der dann, nachdem immer etwa 10 Schichten gemauert waren, mit Beton gut ausgefüllt wurde, was sich als sicherer Schutz gegen Rostgefahr sehr gut bewährt hat. Auch die Kappen der Decken wurden von den Brüdern der Anstalt ausgeführt, denn es sind hierbei keine Fachkenntnisse erforderlich, auch ist keine besondere Sorgfalt notwendig, wie sie etwa beim Verlegen der Eiseneinlagen und bei dem Einstampfen von Eisenbetondecken von großer Wichtigkeit ist.

Da die Maurerarbeiten zum größten Teil von der Anstalt selbst ausgeführt wurden, bot die Bauausführung in Stahlskelettkonstruktion natürlich große Vorteile, die in einer anderen Bauweise nicht zu erreichen waren. Neben diesem wirtschaftlichen Vorteil sprachen auch die geringeren Abmessungen der Rahmen, insbesondere der Rahmenriegel, die bei 10,5 m Stützweite nur rd. 23 cm unter der Decke vorstehen, für die Verwendung von Stahl, denn die Eisenbetonunterzüge des Altbaues springen bei gleicher Stützweite etwa 70 cm unter den Decken hervor. Wer Gelegenheit hatte, die Abmessungen der Unterzüge an Ort und Stelle gegeneinander zu vergleichen, war der Überzeugung, daß schon allein des besseren Aussehens wegen nur Stahl für solche Aufgaben in Frage kommen kann.

Das Gewicht der Konstruktionen einschließlich aller Träger stellt sich bei dem Küchenflügel auf rd. 16,8 kg/m³, bei dem Klassenflügel auf rund 20 kg/m³. Die Ausführung wurde im Sommer vergangenen Jahres nach den Plänen des Architekten Martin Weber, Architekt BDA., Frankfurt/M., bewerkstelligt, wobei die Aufstellung des Entwurfes und die Ausführung der Stahlkonstruktionen durch die Firma Michael Lavis Söhne, Offenbach a. Main, erfolgte. R. Moosbrucker.

Zusammengesetzte Stahl- und Betonstützen eines amerikanischen Wolkenkratzers. In der Zeitschrift Eng. News-Rec. vom 27. November 1930, S. 844, wird der Skelettbau des 27 Stockwerk hohen Buckingham-Gebäudes in Chicago besprochen. Dieser Bau zeichnet sich dadurch aus,

daß er verschiedene Ausführungsarten von Stützen und Trägern in Stahl und Eisenbeton in sich vereinigt. Insbesondere ist wohl hier das erstemal eine solche Stützenausführung verwendet worden, die im unteren Teil aus Stahl und im oberen Teil aus einer spiralbewehrten Eisenbetonsäule besteht.

Das Gebäude hat rd. 30 × 27,5 m Grundrißausdehnung und 90 m Höhe. Veranlassung zu diesen baulichen Sonderheiten soll das Bestreben nach erhöhter Wirtschaftlichkeit und Raumausnutzung gegeben haben. Allem Anschein nach hat aber ein Interesse vorgelegen, dieses Bauwerk in Eisenbeton auszuführen. Die Belastungen in den unteren Stockwerken erlaubten bei beschränkten Konstruktionsmaßen nicht mehr die Verwendung des Betons. Bis zum 11. Stockwerk wurden im Innern des Gebäudes durchgehende Stahlstützen mit einem H-Querschnitt verwendet, der aus einem Steg von rd. 38 cm Höhe, vier Winkeln und zwei Gurtplatten (40 cm Breite) besteht. Über dem 11. Stockwerk wurden die Innenstützen ebenfalls aus Stahl hergestellt, aber in einer anderen Querschnittsausbildung, und zwar nach Abb. 1 durch vier Winkelpaare, die durch vier einen quadratischen Querschnitt bildende Bleche verbunden sind (Gray-Typ). Erst oberhalb des 18. Stockwerks konnten die Stützen ohne Vergrößerung ihres Querschnittes als spiralbewehrte Eisenbetonsäulen ausgeführt werden (Abb. 2).

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 1. Stützenübergang vom H-förmigen Querschnitt zum Gray-Typ.

Abb. 2. Konstruktive Verbindung der Stahlstütze (Gray-Typ) mit der Eisenbetonstütze.

An der Hinterseite des Gebäudes sind für die Außenstützen spiralbewehrte Eisenbetonstützen bereits vom 11. Stockwerk ab im unmittelbaren Anschluß an die H-förmige Stahlstütze verwendet worden (Abb. 3). Für die übrigen Außenstützen wurde die gleiche Bauart gewählt wie für die Innenstützen.

Interessant ist für die Frage der notwendigen Stärke der Stützenausbildung in Stahl oder Beton das Ergebnis der Abb. 3, wo klar gezeigt ist, um wieviel stärker die anschließende spiralbewehrte Eisenbetonsäule gegenüber der darunter befindlichen H-förmigen Stahlstütze ausgeführt werden muß, obwohl die Belastung der Stahlstütze größer ist als die der Eisenbetonstütze. Dieser Gesichtspunkt erhärtet die eingangs ausgeführte Vermutung, daß nach Möglichkeit Eisenbeton Verwendung finden sollte. Anders kann man sich die Vergrößerung des Stützenquerschnittes nach Abb. 3 nicht erklären, zumal ausdrücklich auf größte Raumausnutzung Wert gelegt wurde.

Die Stützen für die Aufzüge, Treppenhäuser, Luftkanäle usw. sind in ganzer Höhe aus Stahl hergestellt. Diese Maßnahme machte sich einmal erforderlich, weil diese Stützen die schweren Träger aufzunehmen haben, welche die Maschinenanlage für die Aufzüge tragen, und andererseits, weil die Verwendung von Eisenbetonstützen und -trägern gleicher Tragfähigkeit ohne Vergrößerung der vorgeschriebenen Konstruktionsabmessungen nicht möglich war.

Abb. 3. Konstruktive Verbindung der äußeren Stahlstütze (H-Querschnitt) mit der Eisenbetonstütze.

Die konstruktiven Lösungen für die Übergänge der Stahl-H-Stützen in den Gray-Typ sind aus Abb. 1 ersichtlich. Jede innere H-Stütze endet in halber Höhe zwischen dem 11. und 12. Stockwerk. Eine $1^1/_2$ " starke Kopfplatte mit Winkelkonsolen schließt diese Stütze ab. Die Gray-Stahlstütze wird nun auf diese Kopfplatte aufgesetzt und mit ihren Fußwinkeln daran befestigt. Die inneren Gray-Stützen (Abb. 2), welche bis zum 18. Stockwerk reichen und mit dessen Oberkante abschließen, sind mit einer 2 " starken achteckigen Kopfplatte versehen. In dieser Platte befindet sich die notwendige Anzahl Löcher, durch welche die Enden besonderer 5 Fuß langer Rundeisenstücke der anschließenden Eisenbetonsäule durchgesteckt werden, um ungefähr je auf eine Länge von $2^1/_2$ Fuß in der Betonummantelung der Stahlstützen und in die Eisenbetonsäule zum Zwecke der Verankerung hineinragen zu können. Diese Rundeisenstücke sind mit den Längseisen der Eisenbetonsäulen verbunden. Bei den Stützenausführungen, wo sich die spiralarmierte Eisenbetonsäule direkt an die Stahlstütze mit H-förmigem Querschnitt anschließt (Abb. 3), macht es sich für die konstruktive Durchführung des Überganges notwendig, eine 3 " starke Platte als Auflager der Eisenbetonstütze zu wählen. In diese Platte wurden die mit Gewinde versehenen Enden der 3 Fuß langen Rundeisenstücke, die wieder mit den Längseisen der Eisenbetonstütze verbunden sind, eingeschraubt.

Bemerkenswert an der Werkstattbearbeitung dieser Stahlstützen ist noch, daß die einzelnen Teile in einer modernen Bohrmaschine gebohrt wurden, die gleichzeitig 96 Löcher in dem Steg und in den Flanschen herstellen konnte. Der Vorschub auf der Bohrmaschine erfolgt automatisch jeweils in Strecken von 2 ". Jeder der drei Bohrschlitten dieser Maschine enthält 32 Bohrer.

Der Trägerrost für die Deckenlasten bietet nichts Besonderes gegenüber der üblichen Ausführung. In den oberen Stockwerken, wo eine Eisenbetonträgerlage gewählt worden ist, machte sich doch auch die Verwendung einiger Stahlträger als Abschluß des Aufzugschachtes notwendig, weil die entsprechenden Eisenbetonträger zu stark ausgefallen wären. Über die Schwierigkeit des Anschlusses eines Eisenbetondeckenträgers an eine Außenwandstahlstütze mit H-förmigem Querschnitt half man sich billigerweise so hinweg, daß man die Träger auf Konsolen, die an den beiden nächstliegenden Winkelschenkeln des Stützenquerschnittes angebracht sind, aufgelagert hat (Abb. 4).

Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 4. Auflagervorrichtung der Eisenbetonbalken.

Abb. 5. Auflagerung des Eisenbeton-Unterzuges auf einer inneren Stahlstütze.

Bei inneren Stützen, wo durchlaufende Eisenbetonträger an die Gray-Stahlstützen angeschlossen werden müssen (Abb. 5), wurden die oberen Bewehrungseisen der Träger durch die Stütze, die entsprechende Löcher in den Blechen enthielt, durchgesteckt, so daß also eine gewisse Kontinuität der Träger hergestellt war. Zur Aufnahme der Querkräfte sind ebenfalls Konsolen an der Stütze angebracht. Alle übrigen konstruktiven Anordnungen dieses Baues sind in der üblichen Weise ausgeführt.

Betont sei noch, daß es sich hierbei nicht um die Anwendung der sogenannten kombinierten Bauweise handelt, wo der Beton der Ummantelung zum Tragen der Lasten mit herangezogen wird. Um diese Berechnungsweise anwenden zu können, bedarf es noch eingehender Klärung der Verhältnisse durch Versuche, die in Aussicht genommen sind.

Die Wirtschaftlichkeit der vorangehend beschriebenen Ausführungsart von Stützen dürfte in vielen Fällen, besonders für deutsche Verhältnisse, sehr umstritten sein.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 20. März 1931 | Heft 6

Beitrag zur Theorie weitgespannter Brückenbogen mit Kämpfergelenken.

Von Dipl.-Ing. **S. Kasarnowsky**, Hafenverwaltung Stockholm.

In den letzten Jahren zeigt sich auf dem Gebiete des Stahl-Brückenbaues immer deutlicher das Bestreben, Fachwerkkonstruktionen zu vermeiden und an ihrer Stelle auch für bedeutende Spannweiten Blechträger-Tragwerke zu verwenden.

Bezeichnend für diese Blechträgerbauwerke, sowohl für Balken als für Bogen, ist die verhältnismäßig geringe Bauhöhe, was bei gleichzeitiger Anwendung von hochwertigem Stahl Bauwerke zeitigt, die im Verhältnis zu älteren Fachwerkkonstruktionen eine stark verminderte Steifigkeit aufweisen.

Während bei Balkenbrücken die geringe Steifigkeit bei ruhender Belastung ohne Einfluß auf das Kräftespiel ist und nur bei Eisenbahnbrücken besondere Bedeutung erlangen kann, verursacht sie bei Bogenbrücken auch bei ruhender Belastung eine unter Umständen bedeutende Erhöhung der inneren Spannungen.

Es muß daher beim Entwurf von weitgespannten Blechbogen diesem Umstande Rechnung getragen werden.

Die Berechnung von Bogen mit Berücksichtigung der durch die Formänderung verursachten Erhöhung der Spannungen ist schon von Melan im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 2. Bd. Brückenbau 5. Abt. behandelt worden. Im folgenden soll diese Berechnung erweitert und teilweise auch berichtigt werden.

1. Allgemeine Beziehungen zwischen den Vertikal- und Horizontalverschiebungen eines Bogenelementes.

Bezeichnungen:

l, f Spannweite und Pfeilhöhe des Bogens, $r = l^2/8f$,
J, F, i Trägheitsmoment, Fläche und Trägheitshalbmesser eines Bogenquerschnitts,
x, y, β Koordinaten und Neigungswinkel der Bogenachse,
η, ξ Vertikal- und Horizontalverschiebungen eines Bogenelementes,
M, X Biegungsmoment und Horizontalkraft,
M_0 Balkenmoment,
N Normalkraft,
H Horizontalkraft eines Dreigelenkbogens bei Vernachlässigung der Durchbiegung im Scheitel,
ε Dehnung des Bogens (positiv als Zusammendrückung),
E Elastizitätsmodul des Bogenmaterials.

Zwischen den Verschiebungen η und ξ eines Bogenelementes bestehen (s. Abb. 1) folgende rein kinematischen Beziehungen:

$$(1)\quad \begin{cases} d\eta = \varepsilon\, dy + \psi\, dx, \\ d\xi = -\varepsilon\, dx + \psi\, dy. \end{cases}$$

Abb. 1.

Es bedeuten hier: ψ die Drehung des Bogenelementes und

$$(2)\quad \varepsilon = \frac{N}{EF} - \omega t.$$

(ωt = Dehnung infolge Temperaturänderung $+ t$.)

Die Vertikalverschiebung wird positiv nach unten und die Horizontalverschiebung positiv in der Richtung der x-Achse gerechnet.

Zwischen der Drehung des Bogens und seinem Biegungsmoment besteht die Beziehung

$$(3)\quad \frac{d\psi}{ds} = -\frac{M}{JE} \quad \text{oder} \quad \frac{d\psi}{dx} = -\frac{M}{JE\cos\beta}.$$

Aus den Gl. 1 u. 3 folgt die Differentialgleichung für die Durchbiegung des Bogens:

$$(4)\quad \frac{d^2\eta}{dx^2} = \frac{d(\varepsilon y')}{dx} - \frac{M}{JE\cos\beta}.$$

Aus den Gl. 1 folgt ferner durch Elimination von ψ

$$d\xi = -\varepsilon(1 + y'^2)\,dx + \eta' y'\,dx$$

und

$$(5)\quad \xi = -\int_{x_1}^{x_2} \varepsilon(1 + y'^2)\,dx + \int_{x_1}^{x_2} \eta' y'\,dx$$

die relative Horizontalverschiebung zweier Punkte x_1 und x_2. Die Gl. 5 kann für die Berechnung der Horizontalkraft benutzt werden.

Weitere Untersuchungen werden unter folgenden Annahmen durchgeführt:

$$F\cos\beta = F_0 = \text{konstant},$$
$$J\cos\beta = J_0 = \text{„}$$
$$i = \text{„}$$
$$\varepsilon = \text{„}$$

Ferner wird angenommen, daß die Bogenachse eine Parabel zweiten Grades sei. (Die mathematische Behandlung eines Bogens von anderer Form bietet keine besonderen Schwierigkeiten.)

Die vorliegende Untersuchung beschränkt sich auf die im Stahlbau gebräuchlichen Bogen mit Kämpfergelenken.

2. Der parabolische Bogen mit Kämpfergelenken.

Das Biegungsmoment in einem beliebigen Punkte des Bogens kann wie folgt geschrieben werden:

$$(7)\quad M = M_0 - X(y - \eta).$$

Aus Gl. 4 folgt dann mit Berücksichtigung von

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = y'' = -\frac{8f}{l^2} = -\frac{1}{r}$$

und mit

$$(8)\quad K^2 = \frac{J_0 E}{X},$$

$$(9)\quad K^2\eta'' + \eta = -\frac{K^2\varepsilon}{r} - \left(\frac{M_0}{X} - y\right).$$

Die Integration dieser Gleichung wird unter der Voraussetzung, daß der Bogen durch Einzellasten oder gleichmäßige Streckenlasten p belastet sei, durchgeführt. M_0 wird in diesem Falle eine Funktion von höchstens zweiten Grades von x, d. h.

$$M_0'' = -p = \text{konstant}.$$

Setzt man

$$\varphi = \frac{x}{K}; \quad \lambda = \frac{l}{2K} = \sqrt{\frac{l^2 X}{4 J_0 E}},$$

so wird

$$(10)\quad \eta = A\sin\varphi + B\cos\varphi - \left(\frac{M_0}{X} - y\right) - \left(\frac{p}{X} - \frac{1-\varepsilon}{r}\right)K^2.$$

A und B sind die beiden Integrationskonstanten, die durch die Randbedingungen bestimmt werden. Die Horizontalkraft X wird in dieser Gleichung als bekannt vorausgesetzt und kann mit Hilfe der Gl. 5 berechnet werden.

Aus den Gl. 4 u. 10 folgt ferner

$$(11)\quad M = X\left\{A\sin\varphi + B\cos\varphi - \left(\frac{p}{X} - \frac{1-\varepsilon}{r}\right)K^2\right\}.$$

Für die relative horizontale Verschiebung des Scheitels im Verhältnis zum Kämpfer ergibt sich aus Gl. 5 u. 10

$$(12)\quad \xi = -\varepsilon\frac{l}{2} + (1-\varepsilon)\frac{8f^2}{3l} - \frac{1}{X}\int_0^{l/2} M_0' y'\,dx + \frac{4f}{l}\left(\frac{1-\cos\lambda}{\lambda}\right)A - \frac{4f}{l}\left(\frac{\lambda - \sin\lambda}{\lambda}\right)B.$$

Wird der Ursprung des Koordinatenkreuzes x, y im Kämpfer angenommen, so lautet die eine Randbedingung $x = 0$; $y = 0$; $\eta = 0$ sowie $M = 0$, wenn $M_0 = 0$.

Aus Gl. 10 oder 11 folgt dann

$$B = K^2\left(\frac{p}{X} - \frac{1-\varepsilon}{r}\right) \tag{13}$$

und

$$\eta = A\sin\varphi - B(1-\cos\varphi) - \left(\frac{M_0}{X} - y\right), \tag{14}$$

$$M = X\left\{A\sin\varphi - B(1-\cos\varphi)\right\}. \tag{15}$$

3. Zweigelenkbogen mit gleichmäßig über die ganze Spannweite verteilter Belastung g.

Die erste Randbedingung im Scheitel lautet hier:

$$x = \frac{l}{2}; \quad \varphi = \lambda; \quad y = f; \quad y' = 0; \quad \eta' = 0.$$

Differenziert man die Gl. 14 und setzt $\varphi = \lambda$, so wird

$$A\cos\lambda - B\sin\lambda = 0$$

oder

$$A = B\,\mathrm{tg}\,\lambda.$$

Bezeichnet man mit H die Horizontalkraft für einen Dreigelenkbogen, so können

$$H = \frac{g\,l^2}{8f} = g\,r \quad \text{und} \quad X = \frac{g\,r}{1+\mu}$$

gesetzt werden.

Die Konstante B kann jetzt

$$B = \frac{K^2}{r}(\mu+\varepsilon) = \frac{2f}{\lambda^2}(\mu+\varepsilon) \tag{13a}$$

geschrieben werden.

Mit

$$M_0 = \frac{1}{2}x(l-x)g = H y$$

wird

$$\frac{M_0}{X} - y = \mu y$$

und

$$\eta = f\left\{\frac{2}{\lambda^2}[\mathrm{tg}\,\lambda\sin\varphi - 1 + \cos\varphi](\mu+\varepsilon) - \mu\frac{\varphi}{f}\right\}, \tag{16}$$

$$M = \frac{2}{\lambda^2}\left(\frac{\mu+\varepsilon}{1+\mu}\right)[\mathrm{tg}\,\lambda\sin\varphi - 1 + \cos\varphi]\frac{g\,l^2}{8}. \tag{17}$$

Aus den Gl. 16 u. 17 folgt, daß bei endlichen Werten von $(\mu+\varepsilon)$ die Durchbiegungen und die Momente unendlich groß werden, wenn λ den Wert $\pi/2$ erreicht. Der kritische Druck im Bogen, bei welchem Knickung erfolgt, wäre somit

$$\lambda^2 = \frac{X\,l^2}{4J_0E} = \frac{\pi^2}{4}$$

oder

$$X = \frac{\pi^2 J_0 E}{l^2}.$$

Man kommt somit zu dem Eulerschen Wert für einen Stab mit der freien Knicklänge l. Dieser Wert ist auch im oben erwähnten Werke von Melan angegeben.

Die so gefundene niedrige kritische Belastung des Bogens widerspricht der Erfahrung (s. Dr.-Ing. R. Mayer, „Die Knickfestigkeit", S. 147), und es muß deshalb die letzte Überlegung unrichtig sein. M und η bleiben nur dann endlich für limes $\lambda = \pi/2$, wenn gleichzeitig $\mu+\varepsilon$ sich dem Werte $= 0$ nähern, so daß der Wert

$$\mathrm{tg}\,\lambda(\mu+\varepsilon)$$

endlich bleibt.

Es gilt somit zunächst den genauen Wert von $\mu+\varepsilon$ oder von X zu finden. Dies kann mit Hilfe der Gl. 5 für die horizontale Verschiebung des Bogens geschehen. In unserem Falle wird im Scheitel aus Symmetriegründen $\xi = 0$, d. h.

$$-\varepsilon\int_0^{l/2}(1+y'^2)\,dx + \int_0^{l/2}\eta'\,y'\,dx = 0.$$

Aus Gl. 12 folgt dann mit

$$\frac{1}{X}\int_0^{l/2}M_0'\,y'\,dx = \frac{H}{X}\int_0^{l/2}y'^2\,dx = (1+\mu)\frac{8f^2}{3l}$$

und mit Berücksichtigung von Gl. 13a

$$(\mu+\varepsilon)\left\{\frac{3(\mathrm{tg}\,\lambda-\lambda)-\lambda^3}{3\lambda^3}\right\} = \frac{\varepsilon\,l^2}{16f^2}. \tag{18}$$

Diese Gleichung kann zur genauen Bestimmung von X benutzt werden.

Für die Berechnung von η für $\lambda = \pi/2$ setzt man

$$(\mu+\varepsilon)\,\mathrm{tg}\,\lambda = \frac{\varepsilon\,l^2}{16f^2}\cdot\frac{3\lambda^3\,\mathrm{tg}\,\lambda}{3(\mathrm{tg}\,\lambda-\lambda)-\lambda^3} = \frac{\varepsilon\,l^2\lambda^3}{16f^2} \tag{19}$$

und erhält

$$\eta = \varepsilon\left(\frac{\pi}{2}r\sin\varphi + y\right), \tag{20}$$

$$M = \frac{\pi\,\varepsilon\,l^2}{16f^2}\cdot\frac{\sin\varphi}{1+\mu}\cdot\frac{g\,l^2}{8}. \tag{21}$$

Wie aus der Gl. 19 ersichtlich, wird $(\mu+\varepsilon)\,\mathrm{tg}\,\lambda = \infty$, wenn der Ausdruck im Nenner

$$3(\mathrm{tg}\,\lambda-\lambda)-\lambda^3 = 0$$

wird. Die niedrigste Wurzel dieser Gleichung ist $\lambda = 4{,}6868$. Die Knicklänge l_K des Bogens bei gleichmäßig verteilter Belastung berechnet sich somit zu

$$l_K = \frac{\pi\,l}{2\lambda} = 0{,}335\,l.$$

Dieser Wert von l_K ist niedriger als der von Dr.-Ing. R. Mayer für den gleichen Belastungsfall zu etwa $0{,}500\,l$ berechnete. Allerdings muß hinzugefügt werden, daß bei der geringsten Unregelmäßigkeit in der Lastverteilung die Knicklänge, wie dies später gezeigt wird, sich bis $0{,}500\,l$ erhöht.

In der Praxis des Brückenbaues kann angenommen werden, daß λ zwischen den Werten 0,5 für sehr steife Bogen und 1,5 für sehr schlanke Bogen liegt. Für diesen Bereich von λ kann die Berechnung noch vereinfacht werden.

Für kleine Werte von λ erhält man durch Reihenentwicklungen aus Gl. 18 u. 2

$$\mu+\varepsilon = \frac{15\,l^2}{32f^2}\cdot\frac{\varepsilon}{\lambda^2} = \frac{15J_0E\varepsilon}{8f^2X} = \frac{15\,i^2}{8f^2} - \frac{15J_0E\,\omega\,t}{8f^2X}.$$

Nach der gewöhnlichen Berechnungsweise des Zweigelenkbogens ist bekanntlich die Horizontalkraft in unserem Falle

$$X_0 = \frac{H}{1+\mu_0}, \quad \text{wobei} \quad \mu_0 = \frac{15\,i^2}{8f^2}$$

und die Horizontalkraft infolge Temperaturänderung

$$X_t = \frac{15J_0E\,\omega\,t}{8f^2}.$$

Es kann somit für kleine λ

$$\mu+\varepsilon = \mu_0 - \frac{X_t}{X}$$

gesetzt werden.

Ferner folgt aus Gl. 16

$$\eta = \varepsilon\left\{\frac{25}{16}r\left[\frac{16}{5}\left(1 - 2\frac{x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3}\right)\frac{x}{l}\right] + y\right\} \tag{23}$$

und aus Gl. 17

$$M = \frac{\mu_0 - \frac{X_t}{X}}{1+\mu}\cdot\frac{g\,l^2}{8}\cdot\frac{y}{f}. \tag{24}$$

Diese Gleichungen stimmen vollständig mit den bekannten Gleichungen der gewöhnlichen Berechnungsweise überein.

Durch Vergleich der Gl. 20 u. 21 mit 23 u. 24 überzeugt man sich, daß für Werte von λ zwischen 0 und $\pi/2$ die Durchbiegungen und Momente praktisch genommen von λ unabhängig sind. Man erhält z. B. im Scheitel für die Durchbiegung:

$$\text{mit } \lambda = 0 \quad \eta = (1{,}566\,r + f)\,\varepsilon$$

und

$$\text{mit } \lambda = \frac{\pi}{2} \quad \eta = (1{,}5708\,r + f)\,\varepsilon$$

und für das Biegungsmoment, bei Vernachlässigung von Temperaturänderungen:

$$\text{mit } \lambda = 0 \quad M = \frac{\mu_0}{1+\mu}\cdot\frac{g\,l^2}{8}$$

und

$$\text{mit } \lambda = \frac{\pi}{2} \quad M = \frac{\pi^3}{30}\cdot\frac{\mu_0}{1+\mu}\cdot\frac{g\,l^2}{8} = 1{,}034\,\frac{\mu_0}{1+\mu}\cdot\frac{g\,l^2}{8}.$$

Der Unterschied ist somit nur für das Moment von einiger Bedeutung.

Die Berechnung des Bogens für gleichmäßig verteilte Belastung kann in dem praktisch wichtigen Bereiche von λ mit genügender Genauigkeit nach der gewöhnlichen Methode durchgeführt werden.

4. Zweigelenkbogen mit unsymmetrischer Belastung nach Abb. 2.

Die elastische Linie des Bogens besteht hier aus zwei Zweigen, dem linken Zweig η_1 mit Koordinatenursprung in A und dem rechten η_2 mit Koordinatenursprung in C.

Abb. 2.

Beide Kurvenzweige η_1 und η_2 sind vom Typus der Gl. 14. Die Konstanten B folgen aus Gl. 13, wenn man für den Wert

$$X = \frac{H}{1+\mu} \qquad H = \frac{p_1+p_2}{2}r$$

einsetzt.

Man erhält

$$\begin{cases} B_1 = \dfrac{2f}{\lambda^2}\left(\dfrac{p_1-p_2}{p_1+p_2} + \dfrac{2p_1\mu}{p_1+p_2} + \varepsilon\right) \\ B_2 = \dfrac{2f}{\lambda^2}\left(-\dfrac{p_1-p_2}{p_1+p_2} + \dfrac{2p_2\mu}{p_1+p_2} + \varepsilon\right) \end{cases} \tag{25}$$

und

$$\begin{cases} \eta_1 = A_1\sin\varphi_1 - B_1(1-\cos\varphi_1) - \left(\dfrac{M_{01}}{X} - y\right); & \varphi_1 = \dfrac{x_1}{K} \\ \eta_2 = A_2\sin\varphi_2 - B_2(1-\cos\varphi_2) - \left(\dfrac{M_{02}}{X} - y\right); & \varphi_2 = \dfrac{x_2}{K}. \end{cases} \tag{26}$$

Die Balkenmomente M_{01} und M_{02} berechnen sich aus:

$$M_{01} = \frac{l}{8}(3p_1+p_2)x_1 - \frac{p_1x_1^2}{2},$$

$$M_{02} = \frac{l}{8}(p_1+3p_2)x_2 - \frac{p_2x_2^2}{2}.$$

Die Konstanten A_1 und A_2 werden durch folgende Bedingungen im Scheitel bestimmt:

$$\eta_1 - \eta_2 = 0$$
$$\eta_1' + \eta_2' = 0,$$

woraus zunächst

$$(A_1 - A_2)\sin\lambda - (B_1 - B_2)(1 - \cos\lambda) = 0$$
$$(A_1 + A_2)\cos\lambda - (B_1 + B_2)\sin\lambda = 0$$

und mit Berücksichtigung von Gl. 25

$$(27)\quad \begin{cases} A_1 = \dfrac{2f}{\lambda^2}\left\{\dfrac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2}(1+\mu)\operatorname{tg}\dfrac{\lambda}{2} + (\mu+\varepsilon)\operatorname{tg}\lambda\right\} \\ A_2 = \dfrac{2f}{\lambda^2}\left\{-\dfrac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2}(1+\mu)\operatorname{tg}\dfrac{\lambda}{2} + (\mu+\varepsilon)\operatorname{tg}\lambda\right\} \end{cases}$$

folgen.

Bezeichnet man mit ξ_1 und ξ_2 die horizontalen Verschiebungen der linken bzw. rechten Bogenhälfte im Scheitel, so muß sich ergeben

$$\xi_1 + \xi_2 = 0.$$

Aus den Gl. 12, 25, 26 u. 27 folgt dann wieder Gl. 18

$$(18)\quad (\mu+\varepsilon)\left\{\frac{3(\operatorname{tg}\lambda - \lambda) - \lambda^3}{3\lambda^3}\right\} = \frac{\varepsilon l^2}{16 f^2}.$$

Die Gl. 27 zeigen, daß die kritische Belastung des Bogens im vorliegenden Falle für $\lambda = \pi$ erreicht wird. Die Knicklänge des Bogens ergibt sich hier zu

$$l_K = \frac{\pi l}{2\lambda} = \frac{l}{2}.$$

Es kann mit genügender Genauigkeit angenommen werden, daß die absolut größte Durchbiegung des Bogens im Bogenviertel bei Belastung einer Bogenhälfte entsteht. Für das linke Bogenviertel erhält man, wenn

$$p_1 = p + g \quad \text{und} \quad p_2 = g$$

gesetzt werden, aus den Gl. 25, 26 u. 27 nach einigen Zwischenrechnungen:

$$\eta_v = \frac{pf}{2g+p}\left\{\frac{1-\cos\lambda/2}{\cos\lambda/2}\cdot\frac{2}{\lambda^2} - \frac{1}{4}\right\}(1+\mu) + (\mu+\varepsilon)\left\{\frac{\cos\lambda/2 - \cos\lambda}{\cos\lambda}\cdot\frac{2}{\lambda^2} - \frac{3}{4}\right\}f + \frac{3}{4}f\varepsilon.$$

Berücksichtigt man, daß

$$\lambda^2 \doteq \frac{X l^2}{4 J_0 E} = \frac{2g+p}{64(1+\mu)}\cdot\frac{l^4}{J_0 E f},$$

so wird mit

$$(28)\quad \Gamma = \frac{384}{10\lambda^2}\left[\frac{1-\cos\lambda/2}{\cos\lambda/2}\cdot\frac{2}{\lambda^2} - \frac{1}{4}\right]$$

und

$$(29)\quad \Theta = \frac{128}{95}\left[\frac{\cos\lambda/2 - \cos\lambda}{\cos\lambda}\cdot\frac{2}{\lambda^2} - \frac{3}{4}\right]\left[\frac{\lambda^3}{3(\operatorname{tg}\lambda - \lambda) - \lambda^3}\right].$$

$$(30)\quad \eta_v = \frac{1}{32}\cdot\frac{5pl^4}{384 J_0 E}\cdot\Gamma + \frac{57(2g+p)l^4}{12288 J_0 E}\left(\mu_0 - \frac{X_t}{X}\right)\Theta + \frac{3}{4}f\varepsilon.$$

Für $\lambda = 0$ bis $\lambda = \pi/2$ variiert Γ von 1 bis 1,335 und Θ von 1 bis $\frac{64}{285}\pi\sqrt{2} = 0{,}9977$. Θ ist somit, wie auch aus dem Ergebnis der Untersuchung des vorigen Abschnitts zu erwarten war, für den für Brückenbogen wichtigen Bereich von λ praktisch genommen konstant $= 1$.

Die Berechnung der Durchbiegung im Bogenviertel wird durch die Anwendung des nachfolgenden Diagramms für Γ von $\lambda = 0{,}6$ bis $\lambda = 2{,}0$ erleichtert. Für diesen Bereich kann auch $\Theta = 1$ gesetzt werden.

Für die Berechnung von λ kann in den meisten Fällen mit genügender Genauigkeit X durch H ersetzt werden.

Bei Bogen mit veränderlichem Trägheitsmoment berechnet man zuerst die Durchbiegung auf gewöhnliche Weise und multipliziert dann das Ergebnis mit Γ. Bei Bestimmung von λ rechnet man dabei mit einem mittleren Trägheitsmoment von 0,85 bis 0,90 des größten Trägheitsmomentes.

Das Biegungsmoment berechnet sich am einfachsten aus der Gl. 7. Für das linke Bogenviertel wird

$$M_{01} = \frac{l^2}{32}(3g + 2p)$$

und

$$M = \frac{l^2 p}{64}(1 + 3\mu) + \frac{3 l^2}{32} g\mu + X\eta_v.$$

Zahlenbeispiel: Bei einer Straßenbrücke aus Stahl von 212 m Spannweite und 21,25 m Pfeilhöhe, mit einer Blechträgerhöhe von $^1/_{70}$ der Spannweite, betrage die ständige Last eines Bogens 8,80 t/m' und die Verkehrslast 4,2 t/m'. Das mittlere Trägheitsmoment sei 0,46 m⁴ und $i^2 = 1{,}44$ m². Es folgt zunächst: $r = 212{,}0^2/8\cdot 21{,}25 = 264{,}4$ m, $\mu_0 = 15\cdot 1{,}44/8\cdot 21{,}25 = 0{,}006$; $H = 264{,}4\ (8{,}8 + 2{,}1) = 2882{,}0$ t; und mit $J_0 E = 0{,}46\cdot 21\cdot 10^6 = 9{,}7\cdot 10^6$ t/m²

$$\lambda^2 = \frac{2882{,}0\cdot 212{,}0^2}{4\cdot 9{,}7\cdot 10^6} = 3{,}338; \quad \lambda = 1{,}82.$$

Aus Abb. 3 erhält man dafür $\Gamma = 1{,}50$.

Die Durchbiegung im Bogenviertel für Verkehrslast allein, wenn man das dritte Glied in Gl. 30 vernachlässigt, wird mit

$$\frac{1}{32}\cdot\frac{5\cdot 4{,}2\cdot 212{,}0^4}{384\cdot 9{,}7\cdot 10^6} = 0{,}356 \text{ m}.$$

$$\eta_v = 0{,}356\cdot 1{,}50 + \frac{57}{5}\cdot 0{,}006\cdot 0{,}356 = 0{,}534 + 0{,}024 = 0{,}558 \text{ m}.$$

Die Vergrößerung des Momentes infolge der Durchbiegung (drittes Glied der Gl. 31) ist: $0{,}558\cdot 2882{,}0 = 1610$ tm, was einer Zusatzbeanspruchung von etwa 450 kg/cm² entspricht.

Abb. 3. Γ-Diagramm.

5. Dreigelenkbogen mit gleichmäßig über die ganze Spannweite verteilter Belastung g.

Bezeichnet man mit η_0 die Durchbiegung im Scheitel, so werden

$$X = \frac{H}{1 - \eta_0/f} \quad \text{und} \quad \frac{M_0}{X} = \frac{M_0}{H}\left(1 - \frac{\eta_0}{f}\right).$$

Aus der Gl. 13 folgt dann allgemein

$$B = \frac{2f}{\lambda^2}\left[\frac{pr}{H}\left(1 - \frac{\eta_0}{f}\right) - (1 - \varepsilon)\right]$$

und für diesen Belastungsfall mit $\frac{gr}{H} = 1$

$$B = \frac{2f}{\lambda^2}\left(\varepsilon - \frac{\eta_0}{f}\right).$$

Die Konstante A berechnet sich aus der Bedingung im Scheitel: $x = l/2$; $y = f$; $\varphi = \lambda$; $M = 0$; $\eta = \eta_0$. Aus den Gl. 14 u. 15 erhält man

$$A = B\operatorname{tg}\lambda/2$$

und

$$(31)\quad \eta = \frac{2f}{\lambda^2}\left(\varepsilon - \frac{\eta_0}{f}\right)\left[\operatorname{tg}\frac{\lambda}{2}\sin\varphi - 1 + \cos\varphi\right] + \frac{y}{f}\eta_0.$$

Um η_0 zu bestimmen, berücksichtigt man, daß die horizontale Verschiebung im Scheitel aus Symmetriegründen $= 0$ ist. Aus den Gl. 12 u. 31 folgt dann mit

$$(32)\quad T = \frac{1}{4}\cdot\frac{3\lambda^3}{\left[\lambda^3 - 6\left(\operatorname{tg}\frac{\lambda}{2} - \frac{\lambda}{2}\right)\right]}$$

$$(33)\quad \eta_0 = \varepsilon\,[2rT + f].$$

Der Verlauf von T geht aus dem Diagramm Abb. 4 hervor. Für $\lambda = 0$ ist $T = 1$. Für $\lambda = 2{,}727$ wird T unendlich. Hieraus folgt die Knicklänge l_K des Dreigelenkbogens bei gleichmäßig verteilter Belastung zu:

$$l_K = \frac{\pi l}{2\lambda} = 0{,}576\, l.$$

Abb. 4. T-Diagramm.

Zu einem ähnlichen Ergebnis kommt auch Dr.-Ing. R. Mayer.

Die Durchbiegungslinie besteht bei kleinen λ fast genau aus zwei geraden Linien mit der Spitze im Scheitel. Für größere λ geht die Biegungslinie über in zwei nach unten konkave Kurven mit einer Spitze im Scheitel.

Abb. 5.

6. Dreigelenkbogen mit unsymmetrischer Belastung nach Abb. 5.

Die Berechnung erfolgt hier im großen ganzen wie für den Zweigelenkbogen (Abschnitt 4).

Für den linken Zweig erhält man

$$(34)\quad \eta_1 = B_1(\operatorname{tg}\lambda/2\sin\varphi_1 - 1 + \cos\varphi_1) - \left(\frac{M_{01}}{H} - y\right) + \frac{M_{01}}{H}\cdot\frac{\eta_0}{f}$$

$$(35)\quad B_1 = \frac{2f}{\lambda^2}\left(\frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2} - \frac{2p_1}{p_1 + p_2}\cdot\frac{\eta_0}{f} + \varepsilon\right).$$

Die Durchbiegung im Scheitel η_0 berechnet sich auch hier aus Gl. 33.

Die Durchbiegung im linken Bogenviertel ergibt sich zu

$$(36)\quad \eta_v = \frac{1}{32}\cdot\frac{5pl^4}{384 J_0 E}\Gamma + \eta_0\left(\frac{1}{2} - \frac{10\lambda^2}{384}\Gamma\right) + \varepsilon f\left(\frac{10\lambda^2}{384}\Gamma + \frac{1}{4}\right).$$

Wie man sieht, stimmen die ersten Glieder der Gl. 30 u. 36 vollständig überein. Da diese Glieder gewöhnlich den größten Teil des Betrages von η_v ausmachen, so folgt daraus, daß die Durchbiegungen im Bogenviertel für Zwei- und Dreigelenkbogen angenähert gleich sind.

Das Städtische Elektrizitätswerk Nord II in Amsterdam.

Von Oberingenieur **E. Teichmann,** Duisburg.

Blättert man in den Katalogen deutscher Stahlbauanstalten, so sieht man mit Erstaunen, welch außerordentlich große Zahl bedeutender Bauten — seien es Brücken oder Hochbauten, Wasserbauten oder Krane — vor den Kriegsjahren in allen Ländern der Welt von deutschen Unternehmungen errichtet wurden. Man kann ohne Überhebung sagen, daß damals der deutsche Stahlbau im Auslande vielerorts Vorbildliches schuf und bahnbrechend wirkte. Die durch den Krieg bedingte Abriegelung ließ einen großen Teil aller Auslandsmärkte für Deutschland verlorengehen. Sie in zäher Arbeit wiederzugewinnen, ist eine lebenswichtige Aufgabe für das deutsche Volk. Daß der Stahlbau rege und erfolgreich an dieser Aufgabe mitarbeitet, das beweist eine Reihe großer Stahlbauwerke, welche — auch außerhalb der uns auferlegten Sachlieferungen — in den letzten Jahren von deutschen Unternehmungen im Auslande errichtet werden konnten. Im nachstehenden soll kurz ein solcher Stahlbau beschrieben werden, welchen die Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg, in Amsterdam ausführte, und zwar die Erweiterung des Städtischen Elektrizitätswerkes Nord, von dessen wuchtigen Ausmaßen Abb. 1 eine gute Vorstellung vermittelt.

Besonderes Interesse gewinnt das Bauwerk dadurch, daß es nicht nur ein Bild deutschen, sondern auch holländischen Schaffens auf unserem Sondergebiet gibt. Man zieht gern Vergleiche zwischen deutschen und amerikanischen Stahlbauten. Hierbei darf nicht übersehen werden, daß ein wesentlicher Unterschied der Aufgaben der Stahlbauanstalten in Deutschland und Amerika in der Entwurfsbearbeitung liegt. Bei uns ist es fast allgemein üblich, daß die Baufirma alle Berechnungen und Zeichnungen selbst anfertigt; bei der Erteilung des Auftrages ist häufig der Gesamtplan noch lückenhaft, und von allen Vorzügen der Stahlbauweise scheint keiner dem Bauherrn bekannter zu sein als die Möglichkeit, jederzeit Änderungen vorzunehmen. In Amerika dagegen liegen in der Regel bei Auftragserteilung die Berechnungen und Entwurfszeichnungen fertig vor; in vielen Fällen werden den Stahlbauanstalten auch die Werkstattzeichnungen fertig zur Verfügung gestellt, ein Umstand, der die zweifellos außerordentlichen amerikanischen Bauleistungen günstig beeinflußt.

Der holländische Auftraggeber ging bei dem hier beschriebenen Bau einen Mittelweg. Vom „Dienst der Publieke Werken" in Amsterdam wurde unter Leitung des Herrn Obering. Slimm der Entwurf durch die Herren Ing. Bergsma und van Rossum statisch und konstruktiv weitgehend vorbearbeitet, so daß der ausführenden Firma außer statischen Einzeluntersuchungen nur die Ausarbeitung der Werkzeichnungen überlassen blieb. Infolgedessen kann man in der Ausführung die Hand des Auftraggebers bis in die Einzelheiten hinein erkennen, und es wird für den deutschen Fachmann reizvoll sein, in den Abbildungen Abweichungen von den bei uns üblichen Konstruktionsweisen nachzugehen. — Das Gebäude, welches eine Grundfläche von rd. 1950 m² bedeckt, gliedert sich in drei Teile: Mühlengebäude, Kesselhaus und Maschinenhalle (Abb. 2).

Im Mühlengebäude, welches sich in einer Breite von 7,9 m zu 33,05 m Höhe erhebt, wird der Brennstoff in Mahlgängen aufbereitet, um dann von einem 22 m über Flur liegenden Bunker aus den Kesseln zugeführt zu werden. Das Kesselhaus ist 17,06 m breit und 37,5 m hoch; es umschließt drei Kessel und trägt eine Reihe von Laufstegen, welche um die Kessel allseitig herumführen. Das Maschinenhaus ist eine Halle von 16,1 m Breite und 22,9 m Höhe; 17,1 m über Flur liegt die Bahn für einen Laufkran von 60 t Tragkraft, welcher zur Aufstellung der Maschinen dient.

Abb. 2. Querschnitt und Grundriß.

Alle Stützen bestehen aus II-Querschnitt mit Schnallenverbindung, wobei je nach Belastung Normalprofile und Breitflanschträger zur Anwendung kamen. Die in der Wandflucht stehenden Stützen wurden beim Hochführen des Mauerwerks ausbetoniert. Die Säulen sind nicht in den Fundamenten eingespannt; eine leichte Verankerung wurde nur aus Montagegründen vorgesehen. Die Steifigkeit des Gebäudes gegen Windkräfte in der Längsrichtung wie auch in der Querrichtung wurde durch den steifen Anschluß der zahlreichen hohen, am Auflager vielfach voutenartig herabgezogenen Quer- und Längsträger erzielt. An den Anschlußstellen der Querträger wurden die Stützen durch Einbau eines senkrechten Verbindungsbleches zwischen den Stegen der I-Profile besonders ausgesteift.

Eine besondere Längsversteifung wurde nur in der Maschinenhalle angebracht, wo Portalrahmen die Bremskräfte des Laufkrans in die Fundamente leiten.

Alle Bühnen wurden in Stampfbeton ausgeführt, mit Ausnahme der Gänge um die Kessel, welche mit Gitterrosten abgedeckt wurden, um auch den unteren Stockwerken Lichteinfall zu gewährleisten. Die Unterzüge sind Blechträger, zum Teil Kastenträger. — Die Binder der Maschinenhalle sind Fachwerkträger; um mit Sicherheit jede Schwitzwasserbildung auszuschließen, wurde an ihrem Untergurt eine Zwischendecke aufgehängt. Alle übrigen Binder wurden als Blechträger ausgeführt.

Abb. 1. Das Stahlskelett kurz vor der Vollendung.

Abb. 3. Das fertiggestellte Gebäude.

Abb. 4. Querschnitt des Bunkers und Querwand.

Abb. 5. Schematische Darstellung des Montagevorganges.

Alle Wände bestehen aus Stahlfachwerk mit Klinkerverblendung; das fertige Gebäude macht infolgedessen den Eindruck eines Massivbaues (Abb. 3). Die Stahlfenster sind mit dem Fachwerk durch Hakenschrauben verbunden.

Die Bunker sind hängende Blechmulden mit parabelförmigem Querschnitt von 7,3 m Breite und 4,1 m Scheitelhöhe, welche auf jeder Seite von einem Längsträgerpaar getragen werden (Abb. 4). Mit dem Obergurt dieser Längsträger ist ein Laufsteg verbunden, dessen Riffelblechbelag gleichzeitig die horizontale Versteifung der Bunkerträger bildet. Die 10 mm starken Bunkerbleche sind in Abständen von 600 mm durch ⊥-Profile versteift. Durch eine Reihe von Querwänden sind die Bunker in mehrere Abteilungen zerlegt. Um den Austausch der Füllung der verschiedenen Abteilungen zu ermöglichen, wurde in jeder Querwand an der tiefsten Stelle eine türähnliche Öffnung von 900 mm Breite und 1700 mm Höhe vorgesehen. Diese Öffnungen sind durch Schieber verschlossen, welche vom Laufsteg aus durch ein Windwerk bewegt werden können. Zum Schutz gegen Verschleiß und Rostgefahr wurden die Bunker mit einer 10 cm starken Eisenbetonschicht ausgefüttert.

Eine besondere architektonische Note erhält das Gebäude durch die weit auskragenden Gesimse, welche als Laufstege dienen und deshalb mit Geländern versehen wurden. Sie sind von den verschiedenen Bühnen aus durch Notausgänge zu erreichen. Fahrbare Leitern, welche bei der Reinigung der Fenster benutzt werden, verbinden diese Laufstege untereinander (Abb. 3).

Da nahe bei der Baustelle einer der zahlreichen niederländischen Schiffahrtkanäle, der Papaverkanal, vorüberführt, konnten die Bauteile von der am Rhein gelegenen, mit eigenem Kai ausgerüsteten Werkstatt der Lieferfirma auf dem Wasserwege dorthin geschafft werden. Am Ufer des Papaverkanals wurde auf Rammpfählen eine Entlade-Plattform mit einem Derrickkran errichtet. Dieser hob die Stahlkonstruktion aus dem Schiff auf die Wagen einer eigenen, zur Baustelle führenden Schmalspurbahn. Dort wurde sie von einem fahrbaren Portalkran abgeladen und in der Reihenfolge der Verwendung gestapelt.

Der Montagevorgang wird durch Abb. 5 u. 6 veranschaulicht. Ein stählerner Standbaum von 32 m Höhe mit einem Ausleger von 38 m Länge und 20 t Tragkraft diente der Errichtung des Mühlengebäudes und des Kesselhauses. Mit diesem Gerät konnten zwei Felder des Bauwerkes bis zur Höhe der fünften Bühne des Kesselhauses, d. h. 30 m über Flur, bestrichen werden. Waren sie fertig montiert, so wurde das Gerät um weitere zwei Felder vorgeschoben. Auf der fünften Bühne des Kesselhauses wurde ein Derrickkran mit 20 m langem Ausleger von 8 t Tragkraft aufgestellt, der den Aufbau der leichteren oberen Konstruktion bis zu 38 m Höhe vollendete. Die Stahlkonstruktion der Maschinenhalle wurde mittels eines 38 m langen Schwenkers von 12,5 t Tragkraft aufgestellt, der an der bereits fertig verschraubten Konstruktion des Kesselhauses angehängt wurde; sie konnte auf diese Weise dem Fortschritt der Hauptkonstruktion immer im Abstande von zwei Feldern folgen. Bei der verhältnismäßig geringen Länge des Gebäudes brauchte das Gerät nur dreimal vorgerückt zu werden.

Abb. 6. Montage des Mühlen- und Kesselhauses.

Erwähnt sei, daß zuerst die Absicht bestand, die Montage durch einen den ganzen Baublock überspannenden Portalkran zu bewerkstelligen; eine eingehende Prüfung führte jedoch zu der Überzeugung, daß im Hinblick auf die kurzbefristete Bauzeit das oben beschriebene Gerät vorteilhafter sei, weil hiermit in zwei nebeneinander herlaufenden Arbeitsgängen ohne gegenseitige Behinderung gearbeitet werden konnte.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 2350 t; die Lieferung konnte in der vertraglich festgelegten Zeit von 7 Monaten vom Beginn der Arbeiten bis zur Beendigung der Montage ohne Verzögerung und Unfall ausgeführt werden. Die Aufstellung der rd. 2200 t schweren Hauptkonstruktion beanspruchte 3 Monate.

Nuevo Teatro, Bogota (Columbien).

Von Oberingenieur **Weber**, Dortmund.

Vor kurzem wurde die Montage eines Stahlskelettbaues vollendet, der gleichzeitig Geschäftshaus und Theater in sich vereinigt und wegen der Eigenart seiner Bauart hier näher beschrieben werden soll. Das Gebäude wurde errichtet in Bogota, der Hauptstadt Columbiens (Südamerika), und liegt zwischen der Calle 14 und der Avenida Quesada in den Carreras 6 und 7. Es besteht aus einem großen, sich über das ganze Grundstück erstreckenden Kellergeschoß, wovon der größte Teil als Theater benutzt wird. Der Rest dient als Restaurationsraum und Wirtschaftskeller (Abb. 1). Über dem Straßenniveau ist das Gebäude in zwei Teile von je vier Stockwerken aufgeteilt. Zwischen beiden Teilen ist eine Straße angelegt, die auf der das Ganze stützenden Stahlkonstruktion ruht (Abb. 2). In beiden Gebäuden werden in Höhe der Straße Läden eingebaut. Das eine Gebäude enthält ein Hotel, dessen Restaurationsräume, Säle und Küchen sich in Straßenhöhe befinden, während die Hotelzimmer sich über die einzelnen Stockwerke verteilen. In dem anderen Gebäude sind Kontore vorgesehen. Die obersten Stockwerke, welche die Zimmer für das Personal enthalten, sind aus Holzkonstruktion hergestellt (Abb. 3 u. 4). Die Gesamtanordnung geht genügend klar aus den Abbildungen hervor. Die den Aufbau tragenden Querträger sind Kragträger in Fachwerkkonstruktion, die einerseits auf kräftigen Stützen, andererseits auf den starken Umfassungsmauern ruhen und durch tief in das Fundament eingelassene Anker gehalten werden (Abb. 5). Der freie

Abb. 1. Grundriß des Kellergeschosses, das Theater und Nebenräume enthält.

Kragarm hat 8,5 m Ausladung, der Ankerarm im Mittel 7 m Stützweite. Zwischen je zwei Kragarmen hängt ein Träger, auf dem sich die 5 m breite Straße aufbaut (Abb. 3). Auf diese Weise entstand ein mächtiges Kellergewölbe, welches als Theater ausgebaut wurde. Links und rechts des Bühnenraums sind die Künstlerzimmer angeordnet (Abb. 1); daneben sind Eingangstreppen von der Avenida Quesada aus zu den Logen und den Künstlerzimmern. Lange Seitengänge führen zu den Balkonen, die in etwa 5 m Höhe über dem Theaterflur angeordnet sind. Sie ruhen auf den 2,5 m ausladenden Kragarmen, welche an den Hauptstützen angehängt und in den Umfassungsmauern verankert sind. Im Hintergrund erreicht die Ausladung der Balkone die beträchtliche Größe von 7,5 m. Abgegrenzt werden die Balkone gegen die Wandelgänge und Restaurationsräume durch leichte Mauern. Haupteingangstreppen führen von der Calle 14, besonders breite auch von der neuen Zwischenstraße direkt zu den Parterreräumen, Balkonen und Logen. Unter der Stahlkonstruktion über dem Theaterraum ist eine Gipsdecke eingezogen, die an die Konstruktion angehängt und als Korbbogen ausgebildet ist. Zwischen den Stützen befinden sich in der Längsrichtung portalartige Verbindungen, die als Seitenversteifung und gleichzeitig zur Aufnahme der Wanddekoration dienen. Der Parterreraum ist 24 × 30 m groß und enthält 1500 Sitzplätze, außerdem zwölf Logen. Die Balkone enthalten etwa 100 vier- bis sechssitzige Logen. Dahinter sind Stehplätze vorgesehen.

Abb. 2. Straße mit Stahlkonstruktions-Unterbau.

Über dem Theater erheben sich die beiden Aufbauten, von denen der eine Hotelzwecken, der andere für Büros usw. dient. Im Hotelgebäude sind einzelne Räume des Parterre auch noch als Läden ausgenutzt. Daneben befinden sich die Restaurationsräume, Speise- und Tanzsäle, Büfett und Küchen. Aufzüge sowie eine breite Treppenanlage führen zu den Hotelräumen der Obergeschosse. Ein 2,2 m breiter Gang trennt die Zimmerfluchten. Die nach der Straße zu gelegenen Zimmer sind teilweise mit Balkonen versehen, die nach dem Hofe zu gelegenen haben Veranden. Lichtschächte führen bis zum Parterre und sind durch Stabroste stockwerkweise abgedeckt. Zur Gewinnung großer Räume in den Erdgeschossen ist dort jeweils nur ein Stützenstrang angeordnet. Die Stützenreihen der oberen Geschosse werden von den über den Erdgeschossen angeordneten, als Blechträger ausgebildeten Unterzügen aufgenommen (vgl. Abb. 9). An den Eingängen zu der zwischen den beiden Gebäuden liegenden Straße ist das Stahlgerüst abgerundet, wodurch an den dort befindlichen Läden runde Schaufenster entstehen und der Übergang zu den Hauptstraßen sich recht gefällig gestaltet.

Die für die Berechnung maßgebenden, beweglichen Lasten waren von den bei uns üblichen stellenweise verschieden. Für die Balkone und Logen des Theaterraums wurden 300 kg/m² vorausgesetzt, für die Wandelgänge hinter den Balkonen 400 kg/m². Für die Treppen wurden durchweg 500 kg/m² eingesetzt, ebenso für den Speiseraum und den Ballsaal. Als

Abb. 3. Querschnitt des Gebäudes. (Schnitt *a—a* Abb. 1.)

Abb. 4. Längsschnitt des Gebäudes. (Schnitt *b—b* Abb. 1.)

Abb. 5. Stützung des Fachwerk-Kragträgers.

Abb. 9. Das mit einheimischen Arbeitern aufgestellte Stahlskelett.

Verkehrslast für die Zwischenstraße waren 730 kg/m² vorgesehen. Die Flure, oberen Räume des Hotels und Kontore sowie die im dritten Stock gelegenen Wohnungen wurden durchweg mit 300 kg/m² belastet. Hierzu treten die Eigengewichte der Decken, Außen- und Zwischenmauern, die stockwerkweise von dem Stahlskelett aufgenommen werden mußten. Mit Rücksicht auf ausreichende Schallsicherheit wurden die Zwischenwände aus zwei Lagen Metallwänden (Putz auf Metallgewebe) im Abstand von 10 bis 12 cm gebildet. Ihr Gewicht betrug 110 kg/m². Winddruck brauchte nicht berücksichtigt zu werden, jedoch mußte das Gebäude wegen Erdbebengefahr gut versteift werden (Abb. 6). Die Berechnung der Stockwerkrahmen wurde nach der Methode von Löser durchgeführt. Die Höhe der zulässigen Beanspruchungen richtete sich nach den amerikanischen Vorschriften, wie sie in der Standard-Specification for Structural Steel for Buildings etc. vom Juni 1923 angegeben sind. Danach werden die Beanspruchungen auf Zug und Druck 1265 kg/cm², wobei für gedrückte Stäbe noch die Knickgefahr durch Herabminderung obigen Betrages auf 1055 kg/cm² berücksichtigt werden mußte. Das Verhältnis l/r = Länge zu Trägheitshalbmesser durfte für Hauptglieder 120 nicht übersteigen, während für Verbände und sonstige Nebenglieder 200 zulässig waren. Für auf Biegung beanspruchte Träger durfte die Beanspruchung ebenfalls 1265 kg/cm² betragen, jedoch nur bei Stäben, bei denen die Breite des gedrückten Flansches das 15fache der freien Länge nicht überschreitet. Andernfalls darf die Beanspruchung maximal nur 1120 kg/cm² sein.

Abb. 6. Versteifungskonstruktion des Trägeranschlusses.

Das zur Verwendung kommende Material sollte von einer Qualität sein, wie es in der Standard-Specification for Structural Steel for Buildings etc., Serial Designation A 9 bis 21 vorgeschrieben ist. Auch die Konstruktion mußte nach amerikanischen Vorschriften ausgeführt werden, was hauptsächlich bei den Nietanschlüssen, den Nietteilungen und den Bindungen der gedrückten Stäbe von Einfluß war. Gedrückte Stäbe mußten mit Gitterung versehen werden statt mit Bindeblechen.

Die columbische Regierung ließ die gesamte Konstruktion durch die Firma „Guligk Henderson & Co.", Büro Düsseldorf, abnehmen.

Von besonderer Bedeutung war das Gewicht der Konstruktion, da bei der Vergebung des Auftrags nicht der Konstruktionspreis die entscheidende Rolle spielte, sondern die Transportkosten den Ausschlag gaben. Es kostete nämlich der Transport ab Hafen Puerto Columbia bis zur Verwendungsstelle Bogota etwa 50% mehr je Tonne als der Transport ab Deutschland cif Puerto Columbia. Es mußte daher auf weitestgehende Gewichtsersparnis hingearbeitet werden. Von Puerto Columbia aus erfolgte der Transport abwechselnd auf Flußdampfern und Eisenbahn, teilweise sogar auf Lastwagen. Hierdurch und durch das vielfache Umladen entstanden die hohen Transportkosten, daneben aber auch Verluste an Stücken. Weitere Verluste an Material entstanden durch die häufigen Störungen an den Dampfern, die, wenn sie auf Grund stießen, kurzerhand so lange Material an beliebiger Stelle abluden, oder gar ins Wasser warfen, bis sie wieder flott waren. Die Länge der Versandstücke und ihr Gewicht waren aus obigen Gründen stark eingeschränkt, durfte doch die Länge 7 m nicht übersteigen, wodurch die Konstruktion ungünstig beeinflußt wurde, und kein Stück schwerer als 1 t sein, wodurch sich die Anzahl der Versandstücke sehr steigerte. Die Verpackung erfolgte in der Weise, daß alle Stücke unter 1 m Länge mit dem Kleineisenzeug in Kisten verpackt wurden, während alle längeren Stäbe gebündelt waren. Jedes Stück erhielt außer der eingeschlagenen Positionsnummer noch eine solche in Weiß aufgemalt. Jedes Versandstück erhielt außer der aufgemalten Nummer noch ein mit Draht angehängtes Blechschild. Hierdurch wurde die Arbeit des Monteurs wesentlich erleichtert, da durch das häufige Umladen die aufgemalten Nummern zwar verkratzt, die Blechschilder jedoch unversehrt geblieben waren.

Zur Montage wurde ein deutscher Monteur angefordert, dem auch das nötige Gerät mitgegeben werden mußte. Die Montage selbst ge-

Abb. 7. Ansicht der unvorbereiteten Baustelle.

Abb. 8. Aufräumungsarbeiten.

staltete sich zunächst recht schwierig. Die gesamte Stahllieferung war ohne sachverständige Aufsicht lange vor Anforderung des Monteurs ungeordnet auf der unvorbereiteten Baustelle angehäuft (Abb. 7 u. 8), so daß zunächst umfangreiche Aufräumungsarbeit geleistet werden mußte. Auch waren die Fundierungsarbeiten noch stark im Rückstand. Außerdem fehlte es an brauchbaren Arbeitern, so daß zunächst einige zu den verschiedenen Hilfeleistungen herangebildet werden mußten. Auch mußten die verlorengegangenen Stücke erst wieder aus Deutschland ersetzt werden, ehe nach längerem Zeitverlust eine ersprießliche Arbeit geleistet werden konnte. Trotz der vielen Nietarbeit — alle Teile waren wegen der strengen Versandvorschriften ungenietet zur Baustelle gegangen — wurde die eigentliche Montage in der für dortige Gegend äußerst günstigen Zeit von neun Monaten beendet (Abb. 9).

Das Gewicht der Stahlkonstruktion betrug etwa 580 t. Die Ausführung lag in Händen der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Abt. Brückenbau.

Autohalle des Verwaltungsgebäudes der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen i. Rhld.

Von K. Hölzer.

Die Gutehoffnungshütte hat auf ihrem Gelände in Oberhausen eine Halle errichtet, die nicht durch ihre Größe, wohl aber durch ihre geschweißte Ausführung bemerkenswert ist.

Abb. 1 läßt die Gesamtanordnung der Halle erkennen. Abb. 2 gibt die Hauptmaße und die konstruktive Durchbildung wieder. Die Binder sind als Dreigelenkbogen ausgebildet und vollkommen geschweißt. Die Binderpfosten und Bindersparren haben I-Querschnitt, welcher aus Stehblechen und Gurtplatten gebildet ist. Die Stöße sind zur Sicherheit noch durch beiderseits aufgelegte Laschen gedeckt, obwohl der einfache Stumpfstoß ohne Laschen für eine Gewichtsersparnis die erstrebenswerteste Lösung ist. Zur Erleichterung bei dem Zusammenbau wurden die Stehbleche und deren Laschen durch Heftschrauben verbunden, welche nach dem Schweißen wieder entfernt wurden. Die Schraubenlöcher wurden alsdann zugeschweißt. Der Unterschied in den Stärken der Gurtplatten wird an der Stoßstelle durch Anschärfung der Platten und Laschen ausgeglichen. Die Gurtplatten auf der Innenseite der Binderpfosten reichen bis Mitte Eckblech und sind hier gestoßen. Da der Querschnitt 200 · 16 mm an dieser Stelle nicht ausreicht, sind die Gurtungen in den Ecken durch eine zweite Platte 170 · 10 mm verstärkt. Diese Ausführung ist gewählt, um verfügbare Platten der Lagerbestände verwerten zu können. Es wäre natürlich einfacher gewesen, nur eine Gurtplatte von entsprechender Stärke zu verwenden. Die Fußplatten der Binderpfosten und die Stirnplatten der Bindersparren im First sind durch senkrecht zu den Platten und Stehblechen angeordnete Aussteifungsbleche abgestützt. Zur Aussteifung der Stehbleche und zur Abstützung der Gurtungen gegen die Stehbleche sind an den Binderpfosten in 1 m Abstand und an den Bindersparren in 2 m Abstand Aussteifungsrippen 60 · 12 mm angebracht. Im übrigen sind weitere Einzelheiten der Ausführung des Binders aus Abb. 2 zu ersehen.

Die Abmessungen der Binder ermöglichten es, die Binderhälften fertig geschweißt zur Baustelle zu senden. Zur Erleichterung der Aufstellung und des Ausrichtens der Binder wurden für die fünf Binder drei Verspannungen als Zugbänder mitgeliefert, welche nach dem Aufrichten der Binder in Terrainhöhe eingebaut wurden. Nach der Aufstellung von drei Bindern wurden sie ausgerichtet und die Ankerlöcher vergossen. Nach der Aufrichtung des vierten Binders hatte der Zement in den Ankerlöchern bei dem ersten Binder so weit abgebunden, daß die Bodenverspannung ausgebaut und beim vierten Binder verwendet werden konnte. Ebenso konnte bei Binder 5 die Verspannung von Binder 2 wieder benutzt werden.

Abb. 2. Konstruktive Durchbildung der Rahmenbinder.

Abb. 1. Stahlkonstruktion der Autohalle.

Die Eck- und Mittelpfosten der Fachwerkwände sind in üblicher Weise genietet, da sich bei diesen Bauteilen nicht wie bei den Bindern die Mehrkosten der Schweißung gegenüber der Nietung durch entsprechende Ersparnis an Werkstoff ausgleichen ließen.

Auf der Baustelle haben Schweißungen oder Nietungen nicht stattgefunden. Alle auf der Baustelle auszuführenden Verbindungen sind geschraubt worden.

Die Grundfläche beträgt $16 \cdot 30{,}64 = 490{,}24$ m². Die Einzelgewichte betragen:

5 Binder, geschweißt	10 600 kg
Pfetten	6 500 „
Längswände	4 500 „
Giebelwände	4 600 „
Zusammen:	26 200 kg

Gewicht für 1 m² Grundfläche: $\frac{26\,200}{490{,}24} =$ rd. 53,5 kg.

Neue Gleis- und Straßenüberdachung auf der Columbuskaje in Bremerhaven.

Von Regierungsbaumeister **Sudergath**, Gustavsburg.

Die Stadt Bremen und der mit ihr unlöslich verbundene Norddeutsche Lloyd haben in der jüngsten Vergangenheit Werke geschaffen, die indirekt auch für das ganze Vaterland von größter Bedeutung sind und deren Entstehung in schwerster Notzeit ein Zeichen unbeugsamer Energie und hanseatischen Wagemutes sind. Mit dem Bau der Columbuskaje und der demnächst fertig werdenden Nordschleuse, mit der weiteren Ausgestaltung der Bremer Häfen, mit dem Bau der Dampfer „Bremen" und „Europa" verknüpfen sich Hoffnungen an Entwicklung und Aufschwung, die zum Teil ihre Berechtigung schon erwiesen haben. Im Rahmen dieses Schaffens war auch dem Stahlbau ein gewisser Anteil beschieden. Es sei an die bekannt gewordenen Schuppen 15 und 17 im Bremer Hafen erinnert[1]). Um die vergangene Jahreswende entschloß sich der Norddeutsche Lloyd weiter zur Bauausführung einer Gleis- und Straßenüberdachung vor der Zollrevisionshalle auf der Columbuskaje. Die Zollabfertigungshalle (Abbild. 1) zieht sich in etwa 40 m Abstand längs der Kaimauer hin, an der die Schiffe „Bremen" und „Europa" anlegen, und die ihr längsseits vorgelagerten Gleise und Straße waren durch eine Konstruktion zu überdachen, die sich in die bestehenden Verhältnisse möglichst gut einfügen sollte. Die Dachkonstruktion (Abb. 2) hat eine Breite von etwa 18 m und eine Länge von 175 m, entsprechend der der Zollabfertigungshalle. Ihre Binder, deren Unterkante mit 5,25 m Höhe der Eisenbahn freie Durchfahrt gestattet, geben ihre Lasten an Unterzüge ab, die in den beiden Längsseiten liegen und sich in größeren Abständen auf Säulen stützen. Die Konstruktion bietet in ihrem Aufbau nichts Besonderes, ist aber vielleicht doch von Interesse, einmal durch die großen Stützweiten, die zu überwinden waren bei stärkster Beschränkung in den Höhen, dann auch durch die klare, ansprechende Linienführung (Abb. 3). Die Stützenteilung landseitig beträgt drei Binderfelder = 20,4 m; eine engere Teilung wurde vermieden, um die Fundierung der Zollhallenlängswand nicht zu oft bloßzulegen, sie mußte sich außerdem nach der Gliederung dieser Längswand richten. Die Binder bilden mit den landseitigen Stützen Halbrahmen, die den Wind auf die Breitseite der Vorhalle in die Fundamente ableiten. Gleichzeitig bilden diese Säulen mit den Unterzügen, Blechträger von 850 mm Höhe, Rahmen, die die horizontalen Kräfte in der Längsrichtung aufnehmen. Auf diese Weise hat sich bei sparsamster Profilierung jeder unschöne Verband in vertikalen Ebenen vermeiden lassen, obwohl die zu berücksichtigenden Horizontalkräfte relativ recht groß waren — 200 kg/m² Wind auf Außenflächen + 70 kg/m² Innenwind auf alle dahinter liegenden Flächen. In der vorderen Längsreihe war mit Rücksicht auf den von der Breitseite des Schiffes her flutenden Verkehr die Stützenzahl auf eine äußerste Mindestzahl zu beschränken. Weiter waren die Pollerfundamente, die in etwa 25 m Abstand in der gleichen Flucht liegen, unbedingt zu umgehen. Ferner durfte eine Gesamtbelastung von 70 t je Fundament nicht überschritten werden, eine Forderung, auf die das Hafenbauamt mit Rücksicht auf die Verstärkungsplatte der Columbusmauer größten Nachdruck legte. So ergab sich in Anlehnung an die landseitige Stützenreihe eine Teilung von 40,8 m mit einem abweichenden Endfeld von 27,2 m und Auslegern von 14,3 bzw. 11,4 m. Der vordere Binderträger ist mit einer Stegblechhöhe von nur 1 m ausgeführt worden und hat Gelenke im Abstand von 9 m von der Stütze, so daß sich eine Aufteilung in Werkstücke von $2 \times 9 = 18$ und 22,8 m ergab. So kam man mit einer sehr geringen Zahl eigentlicher Verlaschungen aus, die zudem alle an Stellen kleiner Momente liegen. Die Gelenkanordnung geschah einmal aus Montagerücksichten, dann aber auch, um die Einhaltung der angegebenen Höchstbelastung der Säulenfundamente zu gewährleisten. Auch die vorderen Säulen bilden mit dem Unterzug Rahmen für

Abb. 1. Blick auf die Zollabfertigungsgebäude mit noch nicht überdachter Kaimauer und auf die „Bremen" und „Europa".

Abb. 2. Das Bild vermittelt den Eindruck der leichten, weiträumigen Überdachungskonstruktion.

Abb. 3. Klare Linienführung und große Stützweiten kennzeichnen den Aufbau der Überdachung.

Abb. 4. Ansicht der Oberlichtanordnung der Dachkonstruktion.

[1]) Vgl. Stahlbau 1929, S. 301 ff.

die Windlängskräfte; die senkrechten Lasten geben hier allerdings für die Beanspruchungen den Ausschlag. Die beiden Unterzugsreihen sind überhöht worden; das Maß beträgt für ein 40 m-Feld etwa 8 cm.

Die Oberlichtanordnung (s. Abb. 4) erfüllt ihren Zweck, neben der Belichtung des darunter liegenden Raumes auch der Zollhalle noch genügend Licht zu geben. Die vertikale Wand des Dachreiters ist offen, um den Rauchgasen freien Austritt zu geben. Um Rauchbelästigung der Zollhalle mit Sicherheit zu verhüten, ist auf jede Verbindung der beiden Bauwerke verzichtet worden. Die Dachhaut besteht aus Holzschalung mit Doppelpappe.

Der Auftrag wurde von der M. A. N., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Gustavsburg als Generalunternehmerin ausgeführt. Die Auftragserteilung erfolgte Anfang Februar 1930, die Fertigstellung war Ende Mai erreicht. Das gesamte Konstruktionsgewicht beträgt etwa 200 t St 37.

Die auf den Bildern ersichtlichen Laternengittermaste gehören nicht zur Konstruktion; sie waren bereits vorhanden und sind vom Hafenbauamt wieder verwendet worden.

Verschiedenes.

Der neue Zentralbahnhof in Mailand. Über den in Herstellung begriffenen neuen Kopfbahnhof, der den gegenwärtigen, den neuzeitlichen Anforderungen nicht mehr entsprechenden Durchgangsbahnhof ersetzen soll, wird nach seiner für Mitte dieses Jahres in Aussicht genommenen Eröffnung eingehend berichtet werden. Vorerst sollen die Richtlinien wiedergegeben werden, welche beim Entwurf der Bahnhofhallen bestimmend waren. Diese sind einem Aufsatze des Ing. Alberto Fava, Rom, entnommen.

Der zwischen den beiden Flügeln des Aufnahmegebäudes eingeschlossene Raum war ursprünglich für die Aufnahme von 24 Gleisen bemessen. Die zwischen jedem Gleispaar vorgesehenen Bahnsteige von 9 m Breite hätten den gesamten Verkehr von und zu den Zügen aufzunehmen gehabt. Da aber erfahrungsgemäß die Beförderung des Gepäcks und sonstiger Lasten den gleichzeitigen Verkehr der Reisenden in hohem Maße behindert und auch ein System von Aufzügen zur Beförderung der Lasten von unterirdischen Gängen auf Bahnsteighöhe keine wesentliche Erleichterung bringt, entschloß man sich späterhin, zwei getrennte Verkehrswege zu schaffen. Zwischen den Gleisen eines jeden Gleispaares wurden Dienststeige eingeschaltet, in welche die Aufzüge münden. Diese Dienststeige sind zur Aufnahme des gesamten Sachverkehrs sowie für die Zugrevision, die Wasserversorgung der Wagen usw. bestimmt.

Mit Rücksicht auf die lichte Breite zwischen den bereits fertiggestellten Flügeln des Bahnhofgebäudes konnte trotz Herabsetzung der Anzahl der Gleise auf 22 die Breite der Steige nicht mit der gewünschten Reichlichkeit bemessen werden. Immerhin konnte den für die Reisenden bestimmten Steigen eine Breite von 7,35 m und den Dienststeigen eine solche von 4 m zugewiesen werden.

Nach dem ursprünglichen Plan hätte jeder Bahnsteig durch eine eigene, von zweistieligen Rahmen getragene Überdachung geschützt werden sollen. Die Anordnung von Dienststeigen zwang aber zu einer radikalen Umstellung des Entwurfs; denn die sehr zahlreichen, sich in verhältnismäßig geringem Abstande wiederholenden Stützen der Überdachungen hätten die nutzbare Breite der Steige übermäßig eingeengt und auf den Dienststeigen den Karrenverkehr in einer unzulässigen Weise behindert.

Aus den gleichen und aus anderen Gründen war es auch nicht ratsam, die Überdachung des Bahnhofs in kleinere, über zwei Gleise gespannte Hallen aufzulösen, weil diese Lösung gleichfalls die Anordnung von Tragstützen auf den Dienststeigen bedungen hätte.

Abb. 1. Querschnitt der Bahnhofshalle Mailand.

Der Übergang zu weitgespannten Hallen ist somit lediglich den Betriebsbedürfnissen entsprungen. Diese Lösung bietet aber auch den Reisenden einen viel sichereren Schutz als Bahnsteigdächer, deren Ausladung mit Rücksicht auf die elektrische Zugförderung in engeren Grenzen hätte gehalten werden müssen, als sonst üblich. Vom schönheitlichen Standpunkte aus fügen sich die weitgespannten Hallen ebenfalls weit besser in das Gesamtbild des großzügig angelegten Bahnhofkomplexes.

Um die Belichtung der beiden Flügel des Bahnhofs nicht zu beeinträchtigen, konnten die an sie anschließenden Hallen nur eine beschränkte Höhe erhalten. Rücksichtnahme auf die Gleisanlage, auf die Breiten der Gehsteige und die bereits im Bau begriffenen Tunnels bedingte die auf Abb. 1 dargestellte Unterteilung in eine Mittelhalle von 72 m, zwei Hallen von je 44,90 m und endlich zwei Seitenhallen von je 21,15 m Stützweite. Die letzteren finden eines ihrer Auflager auf den Pfeilern der Flügelmauern; die Außenlager der kleineren Hallen fallen in die Achsen zweier Gehsteige, welche aus diesem Grunde um 1,5 m erweitert wurden, während die Breite der zwei Bahnsteige, welche die der Mittelhalle und den Seitenhallen gemeinsamen Auflager aufzunehmen haben, um 1,05 m vergrößert wurde.

Die Gesamtlänge der Halle beträgt 341 m; die gedeckte Fläche ergibt sich demnach zu 66 500 m² (Abb. 2). Bezüglich der Spannweite gleicht der Mailänder Bahnhof dem Hamburger Bahnhof, während er hinsichtich des überdachten Raumes die erste Stelle auf dem europäischen Kontinent einnehmen wird. Zum Vergleich sind in der folgenden Tabelle die Abmessungen der größten Bahnhofhallen zusammengestellt.

Name des Bahnhofs	Breite m	Länge m	Pfeilhöhe m	Überdeckte Fläche m²	System
Dresden	30,75 + 32,00 + 9,50	240,00	16,75	27 534	3 Bogen
Leipzig	4 × 45,0 + 2 × 42,5 + 2 × 15,0	203,90	20,00	60 150	8 „
Turin	47,00	137,00	30,00	6 439	1 „
Marseille St. Charles	54,92	159,20	26,74	8 743	Binder
Bordeaux St. Jean .	55,90	296,96	25,80	16 600	Bogen
Frankfurt a. Main .	3 × 56,00	186,00	28,60	31 248	3 „
Bremen	59,30	131,00	27,10	7 768	„
Berlin, Anhalter .	62,50	168 — 174	28,65	20 770	1 „
Köln	3 × 63,50	255,00	24,00	48 577	3 „
Antwerpen . . .	64,94	175,00	32,50	11 365	„
Lille	65,35	162,84	—	10 641	„
Mailand	72 + 2 × 44,90 + 2 × 21,15	341,00	34,10	66 500	5 „
Hamburg	72 + 2 × 20	200	36,00	22 400	3 „

Der Festigkeitsberechnung wurde eine lotrechte Belastung von 120 kg und ein Winddruck von 150 kg je m² zugrunde gelegt, wobei kein Konstruktionsglied eine geringere Stärke als 10 mm aufweisen durfte, um dem Bauwerk eine möglichst große Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff der Rauchgase zu verleihen. Aus dem gleichen Grunde wurden Fachwerke nur für die Hauptgespärre zugelassen, während alle sonstigen Glieder der Stahlkonstruktion als Blechträger entworfen wurden.

Abb. 3. Seitenansicht der Bahnhofshalle.

Die Hälfte der Eindeckung besteht aus Glas (Abb. 3), so daß eine sehr reichliche Belichtung gesichert ist. Für die andere Hälfte wurden die verschiedensten Stoffe in Betracht gezogen, wie Bimsbetonplatten, Eternit auf Holzschalung usw. Verzinktes Wellblech wurde der geringen Widerstandsfähigkeit wegen von vornherein ausgeschaltet. Schließlich wurden dünnstegige bewehrte Betonplatten gewählt.

Abb. 2. Grundriß der Gleis- und Binderanordnung.

Trotz des vergleichsweise hohen Eigengewichts der Eindeckung beträgt das Gewicht der Stahlkonstruktion durchschnittlich bloß 123 kg je m² gedeckter Fläche. Die Bahnhofhalle in Hamburg, die einzige, deren Spannweite derjenigen des neuen Mailänder Bahnhofs nahekommt, wiegt ohne Wellblecheindeckung 135 kg je m².

Ausführliche Angaben über die Einzelheiten der Stahlkonstruktion und die Montage werden zum eingangs erwähnten Zeitpunkt folgen.

Ing. E. Gentilomo, Wien.

Die Bindung an Kostenvoranschläge. Nachdem in Heft 22 dieser Zeitschrift, 1930, S. 263 ein Aufsatz über die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge erschienen ist, sollen die nachstehenden Darlegungen über die bindende Kraft der den Verträgen zugrunde gelegten Kostenanschläge unterrichten. Beide Aufsätze stellen das Recht des Kostenvoranschlages vollständig dar.

Außer Streitigkeiten bezüglich der Frage der Vergütung von Kostenvoranschlägen kommen in der Praxis des gewerblichen Lebens häufig Zweifelsfragen darüber vor, ob der Unternehmer, welcher seinem mit dem Abnehmer geschlossenen Vertrag auf Lieferung eines bestimmten Werkes einen Kostenvoranschlag zugrunde gelegt hat, verpflichtet ist, sich bei Ausführung des Vertrages, d. h. bei Herstellung des Werkes, an seinen Kostenvoranschlag gebunden zu halten bzw. welche rechtlichen Folgen sich aus einer Überschreitung des Kostenvoranschlages in solchem Falle ergeben.

Die Handhabe für die Entscheidung einer ganzen Zahl solcher Fragen bildet zunächst § 650 des Bürgerlichen Gesetzbuches. Darin ist bestimmt:

„Ist dem Vertrag ein Kostenvoranschlag zugrunde gelegt worden, ohne daß der Unternehmer die Gewähr für die Richtigkeit des Anschlags übernommen hat, und ergibt sich, daß das Werk nicht ohne eine wesentliche Überschreitung des Anschlags ausführbar ist, so steht dem Unternehmer, wenn der Besteller den Vertrag aus diesem Grunde kündigt, nur der im § 645 Abs. 1 bestimmte Anspruch zu.

Ist eine solche Überschreitung des Anschlags zu erwarten, so hat der Unternehmer dem Besteller unverzüglich Anzeige zu machen."

Was unter einem „Kostenvoranschlag" zu verstehen ist, ist in § 650 BGB nicht gesagt, aber auch an keiner anderen Stelle gesetzlich bestimmt. Ganz allgemein ist unter Kostenvoranschlag eine Aufstellung über die mutmaßlichen Kosten der Ausführung des Werkes zu verstehen. Die gelegentlich im Schrifttum vertretene Ansicht, nach welcher ein wesentliches Merkmal des Kostenvoranschlages darin besteht, daß er eine endgültige und ausführliche, nach fachmännischen Gesichtspunkten orientierte Berechnung darstelle, ist deshalb abzulehnen, weil die Praxis auch eine Berechnung als Kostenanschlag bezeichnet und behandelt, die weder endgültig noch auch ausführlich ist.

I. Die Bindung an den Kostenanschlag, wenn der Unternehmer keine Gewähr für dessen Richtigkeit übernommen hat.

a) Voraussetzung der Anwendbarkeit des § 650 BGB ist nach seinem Wortlaut zweierlei:

1. Der Kostenanschlag muß dem Werkvertrag „zugrunde gelegt" worden sein. Das ist dann der Fall, wenn im Vertrage ausdrücklich auf den Kostenanschlag als Teilinhalt des Vertrages Bezug genommen wird. Es ist aber — mangels einer solchen ausdrücklichen Verweisung — auch stets dann als gegeben anzunehmen, wenn der Kostenanschlag erweislich ein Motiv zum Vertragsabschluß, insbesondere zur Preisfestsetzung geworden ist.

2. Die zweite Voraussetzung der Anwendbarkeit des § 650 BGB ist, daß der Unternehmer nicht die Gewähr für die Richtigkeit des Anschlags übernommen hat. Hat nämlich der Unternehmer die Garantie dafür übernommen, daß die Ausführung des Werkes keine höheren Kosten verursachen wird, als er sie in seinem Kostenanschlag berechnet hat, so liegt ein Fall vor, der nicht dem § 650 BGB untergeordnet werden kann und der daher gesondert zu betrachten ist (vgl. nachstehend II). Diese zweite Voraussetzung hat zur Folge, daß dem § 650 BGB nur solche Fälle untergeordnet werden können, in denen keine Vereinbarung einer festen Vergütung für die Herstellung des Werkes getroffen worden ist.

b) Ist der Kostenanschlag zwar im Vertrage zugrunde gelegt, hat aber der Unternehmer nicht die Gewähr für die Richtigkeit übernommen, liegt also ein dem § 650 BGB zu unterstellender Fall vor, so ergibt sich folgende Rechtslage:

1. Der Kostenvoranschlag stellt (wie die Entscheidung des OLG Nürnberg vom 30. 12. 1929, Jur. Wochenschrift 1930, S. 1081 ff., besonders klar ausgeführt, auch schon OLG Dresden vom 11. 6. 1906, OLG Bd. 17, S. 427 ff., dargelegt hat) lediglich ein Gutachten dar, einen Wirtschaftsplan, der für den Besteller einen Überblick über die mutmaßlichen Kosten und für den Hersteller des Werkes einen Leitfaden bei der Herstellung bildet. Wenn nichts anderes vereinbart ist, kann der Unternehmer in diesem Falle den wirklichen Betrag seiner Kosten fordern, auch wenn sie den veranschlagten Betrag übersteigen, aber andererseits die wirklichen Kosten auch nur dann, wenn sie unter dem veranschlagten Betrage verbleiben.

2. Ergibt sich bei Ausführung des Werkes eine wesentliche Überschreitung des Kostenanschlages[1]), so kann der Besteller den Vertrag kündigen. Ein allgemeines Kündigungsrecht des Bestellers enthält schon § 649 BGB (vgl. d 2). Darüber hinaus bestimmt § 650 BGB für diesen Fall, daß bei Kündigung des Vertrages aus dem Grunde einer wesentlichen Überschreitung des Kostenanschlages dem Unternehmer nicht ein Anspruch auf die ganze Vergütung, sondern nur ein beschränkter Anspruch, nämlich ein Anspruch auf einen Teil der Vergütung zusteht, der der geleisteten Arbeit und den in der Vergütung nicht inbegriffenen Auslagen entspricht (wie es § 645 Abs. 1 für den Fall des Eintretens eines Mangels vor der Abnahme des Werkes vorsieht).

c) Nach Abs. 2 des § 650 BGB ist der Unternehmer verpflichtet, dem Besteller unverzüglich (d. h. ohne schuldhaftes Zögern: § 121 BGB) Anzeige zu machen, wenn eine Überschreitung des Anschlags zu erwarten ist (d. h. eine Überschreitung der aus der Addition aller Einzelsummen des Voranschlages sich ergebenden Endsumme; denn nur auf diese kommt es an, vgl. OLG Hamburg vom 22. 9. 1915, OLGR Bd. 34, S. 42). Diese Anzeige, auf welche sich der Besteller nicht zu erklären braucht, kann bis zur Kündigung widerrufen werden.

Unterläßt der Unternehmer die ihm nach § 650 Abs. 2 BGB obliegende Anzeige, so ist er dem Besteller für denjenigen Schaden verantwortlich, der ihm daraus entsteht, daß er infolge jener Unterlassung seine Rechte nicht rechtzeitig durch Kündigung wahren konnte (OLG Köln in Puchelts Zeitschrift Bd. 35, S. 459). Gleiches gilt bezüglich der Schadensersatzpflicht des Unternehmers bei schuldhafter Verzögerung der Anzeige. Diese Schadensersatzpflicht des Unternehmers entfällt aber trotz Unterlassen oder Verzögern der Anzeige, wenn der Besteller auf andere Weise Kenntnis von der zu erwartenden Überschreitung des Kostenanschlages hat oder haben mußte (§ 254 BGB).

d) Im einzelnen sei noch auf folgendes hingewiesen:

1. Die vorstehend angegebenen Rechtswirkungen treten ein ohne Rücksicht darauf, wer den Kostenanschlag angefertigt hat.

2. Wenn sich der Besteller auf § 650 BGB berufen will, hat er zu beweisen, daß die Kündigung nur aus dem Grunde der Kostenüberschreitung erfolgt. Erfolgt die Kündigung aus anderen Gründen, so kann sich der Besteller nicht auf die für ihn günstige Beschränkung der Ansprüche des Unternehmers in § 650 BGB berufen, sondern muß sich auf § 649 stützen, welcher bestimmt: „Der Besteller kann bis zur Vollendung des Werkes jederzeit den Vertrag kündigen. Kündigt der Besteller, so ist der Unternehmer berechtigt, die vereinbarte Vergütung zu verlangen; er muß sich jedoch dasjenige anrechnen lassen, was er infolge der Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart oder durch anderweitige Verwendung seiner Arbeitskraft erwirbt oder zu erwerben böswillig unterläßt." Die Lage des Unternehmers ist also dann eine günstigere, sofern er im Falle des § 649 BGB den Anspruch auf Zahlung der vollen vereinbarten Werklohnvergütung hat.

3. Da § 650 BGB kein Verschulden des Unternehmers voraussetzt, ist es belanglos, aus welchem Grunde die Überschreitung des Kostenanschlages erfolgt. Insbesondere bleibt § 650 BGB anwendbar, wenn die Überschreitung auf zufälligen, von der Gewalt des Unternehmers unabhängigen Tatsachen (z. B. auf einem Steigen der Materialpreise oder Arbeitslöhne) beruht. Die Überschreitung einzelner Teilbeträge gibt dann kein Kündigungsrecht, wenn sie (infolge entsprechender Überschreitung anderer Posten des Voranschlags) auf die Endsumme ohne Einfluß ist. Ebenfalls entfällt das Kündigungsrecht, wenn sich der Besteller mit der zu erwartenden Überschreitung ausdrücklich oder mittelbar (durch Gestattung von Übertragungen zwischen den einzelnen Posten des Voranschlags) einverstanden erklärt (vgl. OLG Marienwerder vom 9. 2. 1900, Seufferts Archiv Bd. 55, Nr. 200).

4. Wenn den Unternehmer ein Verschulden trifft, so ist er nach Maßgabe der allgemeinen Vorschriften des bürgerlichen Rechts (§ 276 ff. BGB) schadensersatzpflichtig. Und zwar haftet der Unternehmer dem Besteller auch im Falle einer Fahrlässigkeit bei Aufstellung des Anschlags. Da diese Haftung nicht aus dem besonderen Vertragsverhältnisse, sondern schon allgemein aus einem Verschulden beim Vertragsschluß folgt (vgl. RGZ 95, 58; 97, 327 usw.), kann sie vertraglich nicht rechtswirksam ausgeschlossen werden.

5. Der Besteller kann auf das ihm in § 650 BGB zugestandene Kündigungsrecht rechtswirksam verzichten. Ein solcher Verzicht wird wirkungslos, es entstehen also trotz seiner Erklärung die Rechte des Bestellers aus § 650 BGB im vollen Umfange wieder, wenn der Unternehmer den Kostenanschlag arglistig überschreitet.

II. Die Bindung an den Kostenanschlag, wenn der Unternehmer Gewähr für dessen Richtigkeit übernommen hat.

a) Wie schon angedeutet wurde (vgl. I a 2), können dem § 650 BGB Fälle nicht untergeordnet werden, in welchen der Unternehmer die Garantie dafür übernommen hat, daß die Ausführung des Werkes keine höheren Kosten verursachen wird, als er sie in seinem Kostenanschlag berechnet hat. Hat der Unternehmer eine solche Garantie übernommen, so ist er an seine Zusage gebunden. Allerdings sind noch zwei Unterfälle[2]) zu unterscheiden:

1. Mit der Übernahme jener Garantie (d. h. der Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages) ist nicht notwendig die Vereinbarung einer festen Vergütung (Fest-, Pauschal- oder Akkordpreis) verbunden. Ist eine solche Vereinbarung bezüglich eines Pauschalpreises nicht getroffen worden, hat dagegen der Unternehmer jene Garantie gegeben, so ist die Vergütung nach dem Inhalt des Vertrages zu bestimmen,

[1]) Welcher Begriff vom Gesetz nicht bestimmt ist, so daß darüber, ob eine „wesentliche" Überschreitung des Kostenanschlags vorliegt, die tatsächlichen Verhältnisse entscheiden.

[2]) Unter die nachstehend geschilderten Fälle gehört auch eine Verpflichtung eines Architekten auf Innehaltung eines Kostenanschlages, selbst wenn kein Werkvertrag, sondern ein Dienstvertrag mit den Rechten und Pflichten des sogenannten Architektenvertrages (RGZ 63, 313; 86, 75) besteht (RG vom 23. 9. 1912, „Recht" 1920, Nr. 382).

d. h. nach den wirklichen Leistungen und Lieferungen des Unternehmers, deren Preis nach den Einheitspreisen des Kostenanschlages oder nach den üblichen (angemessenen) Preisen zu berechnen ist. Die Übernahme der Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages hat aber die Wirkung einer Begrenzung der Vergütung nach oben, indem der Unternehme dafür haftet, daß die von ihm in seinem Kostenanschlag berechneten Preise (ebenso wie die Maße, Mengen und Gewichte) nicht überschritten werden.

2. Ist dagegen dem Vertrage ein Kostenanschlag zugrunde gelegt worden und ein Pauschalpreis vereinbart worden, so hat der Unternehmer damit stets und bedingungslos die Gewähr für die Richtigkeit seines Kostenanschlages übernommen, aber mit der verstärkten Wirkung gegenüber dem zu 1. erörterten Falle, daß die Kosten durch die vereinbarte Vergütung nach oben und unten rechtsverbindlich begrenzt sind. Man spricht in diesem Falle von einem Kostenanschlag von spekulativem Charakter. Der Unternehmer will nicht für die Übereinstimmung der berechneten mit den später tatsächlich entstandenen Kosten des Werkes haften, sondern beide Parteien wollen vereinbaren, daß — ohne Rücksicht auf die tatsächlich entstehenden Kosten — die im Voranschlag angegebene Endsumme vom Besteller zu zahlen ist. Der Unternehmer kann also auch dann nur den im Kostenvoranschlag berechneten Betrag fordern, wenn er — ohne Schuld des Bestellers — den Anschlag überschreitet (vgl. Fischer, „Recht" 1912, S. 760 ff. sowie OLG Bd. 17, S. 427). Der Unternehmer kann vielmehr nur dann eine Erhöhung der vereinbarten Akkordsumme fordern, wenn er den Nachweis erbringt, daß die erforderlichen Mehrarbeiten als nicht ursprünglich in die veranschlagte Summe einkalkuliert zu gelten haben (OLG Marienwerder, Seufferts Archiv Bd. 55, Nr. 200). Andererseits kann bei diesem Falle der Unternehmer die volle Vergütung auch dann verlangen, wenn er das Werk — bei Verwendung von Stoffen, die mit den ursprünglich dem Kostenanschlag zugrunde gelegten gleichwertig sind — billiger herstellen konnte, als es der Kostenanschlag vorhersah.

Verwendet der Unternehmer jedoch geringwertigere Stoffe, so muß er sich eine entsprechende Kürzung der Akkordsumme gefallen lassen (OLG Bd. 22, S. 314; „Recht" 1910, Nr. 2812; RG vom 23. 9. 1929 in „Recht" 1920, Nr. 382).

b) Wenn ein Fall der vorstehend geschilderten Art vorliegt, also § 650 BGB unanwendbar ist, entfällt selbstverständlich für den Unternehmer auch die ihm aus § 650, Abs. 2 BGB obliegende Anzeigepflicht, die nur dann besteht, wenn der Unternehmer keine Garantie für die Innehaltung des Kostenanschlages übernommen hat (vgl. dazu OLG Rostock vom 19. 11. 1909, OLGR Bd. 22, S. 314).

c) Auch wenn auf Grund eines Kostenanschlages, für dessen Innehaltung der Unternehmer Gewähr übernommen hat, zu einem festen Gesamtpreis bestellt ist, kann der Unternehmer vom Besteller dennoch Kosten für Abänderungen infolge baupolizeilicher Erinnerungen verlangen (OLG, Bd. 22, S. 314).

d) Wenn der Unternehmer die Garantie für die Richtigkeit des Kostenanschlages übernommen hat, können beide Parteien den Vertrag wegen Irrtums anfechten, sofern die für eine solche Anfechtung geltenden gesetzlichen Voraussetzungen zutreffen.

1. Eine derartige Anfechtung ist zulässig, „wenn die Kalkulation zum Gegenstand der entscheidenden Vertragsverhandlungen gemacht wurde und der geforderte Preis erkennbar als ein auf dieser Kalkulation beruhender bezeichnet worden" (RG 101, 108 = JW. 1921, 826; 105, 404 = JW. 1923, 824). Diese Voraussetzung ist, wenn der einem Bauvertrage zugrunde gelegte KA. einen Berechnungsirrtum enthält, regelmäßig gegeben. Die Anfechtung aus § 119 BGB ist aber nicht wegen eines jeden derartigen Rechnungsirrtums möglich. Vielmehr bedarf es der weiteren Prüfung, ob der anfechtende Vertragsteil bei Kenntnis der Sachlage und bei verständiger Würdigung des Falles den Vertrag zu dem vereinbarten Preise nicht abgeschlossen hätte, ob also sein Irrtum sowohl objektiv wie subjektiv erheblich war (§ 119 BGB). (Siehe in JW. 1930, S. 1083, Anm. zu Nr. 6.)

2. Allerdings reicht . . . . ein Kalkulationsirrtum regelmäßig nicht aus, die Voraussetzungen des § 119 BGB zu erfüllen, da er regelmäßig nicht die rechtsgeschäftliche Erklärung selbst berührt, sondern nur Umstände, die dieser vorausgegangen sind, und damit nur den Beweggrund betrifft. Hierin tritt jedoch, wie das Reichsgericht schon mehrfach anerkannt hat, eine Änderung ein, wenn die Kalkulation zum Gegenstand der entscheidenden Vertragsverhandlungen gemacht wurde und der geforderte Verkaufspreis erkennbar als ein auf ihn beruhender bezeichnet worden ist; denn der Inhalt der Erklärung umfaßt dann auch die Preisberechnung (RGZ 101, 108; vgl. auch RGZ 64, 268; 90, 272; 94, 67).

e) Auch wenn der zu a) erörterte Fall vorliegt, kann der Besteller den Vertrag kündigen, jedoch nicht aus § 650 BGB, sondern nur aus § 649 BGB. D. h. auch wenn der Unternehmer die Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages übernommen hat, steht dem Besteller ein Kündigungsrecht zu, sofern das Werk noch nicht hergestellt ist. Der Besteller muß dann aber die vereinbarte Vergütung zahlen, abzüglich jener Beträge, welche der Unternehmer infolge der Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart hat oder durch anderweitige Verwendung seiner Arbeitskraft erworben hat oder zu erwerben böswillig unterlassen hat. Wie schon zu Id 2 dargelegt worden ist, ist die Lage des Unternehmers günstiger, wenn er die Gewähr für die Richtigkeit seines Kostenanschlags übernommen hat. Für das Kündigungsrecht des Bestellers aus § 649 BGB, das als ein unbedingtes, nicht das Vorliegen eines vom Unternehmer zu vertretenden Verschuldens voraussetzt, ist es belanglos, ob eine Überschreitung des Kostenanschlags vorliegt oder nicht, d. h. dieses Kündigungsrecht des Bestellers besteht auch dann, wenn eine solche Überschreitung nicht vorliegt. Liegt sie vor und beruht sie auf einem Verschulden des Unternehmers, so ist dieser dem Besteller schadensersatzpflichtig, der Besteller kann also dann dem Werklohnanspruch des Unternehmers aus § 649 BGB (in voller Höhe) seinen durch schuldhafte Überschreitung des Kostenanschlages durch den Unternehmer entstandenen Schadensersatzanspruch im Wege der Aufrechnung entgegenstellen. Günstigstenfalls kann — nach Lage der Dinge — der Schadensersatzanspruch des Bestellers sogar den Werklohnanspruch des Unternehmers übersteigen.

III. Ergebnis.

Zusammenfassend läßt sich daher folgendes sagen:

a) Übernimmt der Unternehmer die Gewähr für die Richtigkeit seines Kostenanschlages, so hat er folgende Vorteile und Nachteile:

1. Vorteile: α) Der Unternehmer hat die Chance, mit geringeren Preisen und Leistungen auszukommen, als er sie im Kostenanschlag berechnet hat. Eine Minderung der Vergütung ist nach den angeführten Entscheidungen nicht zulässig. Vielmehr fällt der so entstehende Gewinn ungekürzt dem Unternehmer zu, der Besteller kann diesen Gewinn weder ganz noch auch zu einem Teil für sich beanspruchen, hat vielmehr die vereinbarte Vergütung in voller Höhe zu zahlen.

β) Kündigt der Besteller, was er nach § 649 BGB vor Fertigstellung des Werkes ohne Angabe von Gründen stets kann, so kann der Unternehmer den vollen Werklohn fordern (lediglich abzüglich dessen, was er infolge der Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart, oder durch anderweitige Verwendung seiner Arbeitskraft erwirbt, oder zu erwerben böswillig unterläßt).

2. Nachteile. Die Nachteile des Unternehmers bestehen darin, daß er auch dann nur die vereinbarte Vergütung fordern kann, wenn die Ausführung des Werkes teurer wird, als er veranschlagt hatte.

b) Übernimmt der Unternehmer nicht die Gewähr für die Richtigkeit des Kostenvoranschlages, so entfallen für ihn sowohl die positive Chance (vgl. a 1 α) als auch die negative (vgl. a 2), und an die Stelle des Anspruches auf den vollen Werklohn abzüglich der erwähnten Ersparnisse (vgl. a 1 β) tritt, wenn der Besteller aus dem Grunde der Überschreitung des Kostenanschlages kündigt, nur der Anspruch aus § 645 Abs. 1 BGB, d. h. der Unternehmer kann nur einen der geleisteten Arbeit entsprechenden Teil der Vergütung und Ersatz der in der Vergütung (eventuell) nicht inbegriffenen Auslagen verlangen. Andererseits hat der Unternehmer Aussicht, daß der Besteller nicht kündigt und also die wirklichen Kosten bezahlt, auch wenn sie den Voranschlag überschreiten. Dr. Spohr, Kiel.

Baumesse-Versuchssiedlung in Leipzig. Nachfolgend sollen die wichtigsten Angaben über das Stahlskelettwohnhaus der Baumesse-Versuchssiedlung Leipzig wiedergegeben werden, die bekanntlich außerdem ein Eisenbeton-, Holzskelett- und Ziegelwohnhaus umfaßt.

Begonnen wurde mit diesem Bau am 1. September 1930. Das Stahlskelett war in fünf Wochen errichtet; am 25. Oktober war die Ausfachung beendet. Mit Rücksicht auf die 26 cm starken Wände durften die Skelettstützen, die beiderseits noch von etwa 6 cm starken Platten überdeckt werden, nicht über ein Breitenmaß von 12 cm in der Wandrichtung hinausgehen. Daraus ist die verhältnismäßig enge Stützenaufteilung von 2,55 bzw. 2,80 m erklärlich. Im Innern des Gebäudes ist die Stützenaufteilung ähnlich. Die Stützenstärke beträgt nur 8 cm. Der Stahlskelett-Siedlungsblock ist ebenso wie die anderen drei Wohnblocks 60 m lang und 8,60 m breit. Jeder Block besteht aus drei Häusern.

Drei Geschosse über dem Erdgeschoß mußten mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringen Breiten zur Aufnahme der Windkräfte in den Trennwänden der einzelnen Hausteile Windverbände erhalten. Das Deckengerippe besteht aus Trägern I 12 mit einem Abstand von 1,4 m. Zur Abdeckung wurden Zementdielen, Bimsbeton-Hohlsteine Remy und Wenko-Hohlsteine stockwerkweise verwendet. Die Treppen sind ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt. Das Dach des Stahlskelettbaues erhielt nach Fertigstellung der Bimsbetondecke einen Auftrag von Estrich, weiterhin eine Eindeckung mit doppellagiger teerfreier Pappe, die mit einer Bitumenklebmasse überzogen ist. Von sämtlichen Wohnblocks hat nur der Stahlskelettbau ein flaches Dach.

Das Stahlskelett eines Hauses wurde mit Lonnewitzer Steinen von 44 × 26 × 8 cm Größe ausgefacht. Im Kellergeschoß wurden für die Wände drei Reihen dieser Platten benutzt, so daß unterhalb des Terrains 35 cm starke Mauern entstanden sind. Die Zwischenräume der Platten wurden so ausgefüllt, daß gewissermaßen Vollmauerwerk entstanden ist. Die Außenwände der Geschosse wurden mit zwei Reihen dieser Platten aus gebranntem porösen Tonstein gebildet, die einen Abstand von 10 cm haben. Die Säulen und Riegel wurden vollständig ummauert. Das zweite Haus wurde in gleicher Weise mit Jurko-Material ausgefacht. Die Ausfachungssteine des dritten Hauses, die von den Mitteldeutschen Ton- und Kohlenwerken G. m. b. H. geliefert wurden, sind 25 × 25 × 6,5 cm groß, die in der Mitte durch einen Steg von 12 × 13 cm Querschnitt verstärkt sind. Im Kellergeschoß werden diese Steine zu 36 cm starken Wänden zusammen mit porösen Ziegeln in Normalformat aufgebaut. Die oberen Geschosse haben 27 cm starke Mauern erhalten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4 Jahrgang — BERLIN, 3. April 1931 — Heft 7

Über Biegeversuche mit elektrisch geschweißten Masten.

Von Dipl.-Ing. A. Haider, Dortmund.

Um Unterlagen für einen Vergleich zwischen genieteten und elektrisch geschweißten Masten zu schaffen, hat die Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund eine Reihe von Umbruchversuchen ausführen lassen, die im folgenden besprochen werden.

Zu den Versuchen lagen zunächst fünf geschweißte Maste und drei genietete Vergleichsmaste bereit. Einer der geschweißten Maste ging beim Versuch vorzeitig zu Bruch; Ursache war eine Fehlschweißung, worüber an späterer Stelle noch näher zu sprechen sein wird. Für diesen Mast wurde ein Ersatzmast angefertigt und nachträglich dem Versuch unterworfen.

Tafel.

Mast Nr.	Spitzenzug kg	Länge über Erde m	Länge Erdschaft m	Art der Verbindung der Konstruktionsteile	
I.	800	8,0	2,0	Genietet	⊏-Profil-Mast mit Flachstabdiagonalen Abb. 1.
II.	"	"	"	Geschweißt	⊏-Profil-Mast mit Flachstabdiagonalen Abb. 1 u. 2.
III.	"	"	"	Genietet	⊏-Profil-Mast mit Bindeblechen auf den Flanschen Abb. 3.
IV.	"	"	"	Geschweißt	⊏-Profil-Mast mit Bindeblechen auf den Flanschen Abb. 3 u. 4.
V.	2500	11,0	2,0	Genietet	Quadratgittermast, Eckwinkelstoß geschaftet Abb. 5.
VI.	"	"	"	Geschweißt	Quadratgittermast Abb. 5 mit Ständerwinkelstoß nach Abb. 6 und Diagonalanschl. nach Abb. 7.
VII.	"	"	"	"	Quadratgittermast Abb. 5 mit Ständerwinkelstoß nach Abb. 8, Diag.-Anschlüsse nach Abb. 7.
VIII.	"	"	"	"	Quadratgittermast Abb. 5 mit Ständerwinkelstoß nach Abb. 6 und Diagonalanschl. nach Abb. 9.
VIII a.	"	"	"	"	Quadratgittermast Abb. 5 mit Ständerwinkelstoß nach Abb. 8 und Diagonalanschl. nach Abb. 9.

Um ein möglichst umfassendes Bild zu erhalten, waren bei der konstruktiven Durchbildung der geschweißten Maste verschiedenartige Anordnungen der Stöße und der Schweißnähte gewählt worden. Die beigefügte Tafel vermittelt zusammen mit den zugehörigen Abbildungen eine Übersicht über die Art, die Hauptabmessungen, sowie die kennzeichnenden Konstruktionsverschiedenheiten sämtlicher Versuchsmaste.

Abb. 2. Geschweißter Flachstabdiagonal-Anschluß.

Abb. 4. Geschweißter Bindeblech-Anschluß.

Der Ständerwinkelstoß nach Abb. 6, wie er bei den geschweißten Masten Nr. VI und VIII verwendet war, entspricht dem Vorschlag eines Werkes, das sich nur mit Schweißarbeiten befaßt. Bei dieser Ausführung sind die Stirnflächen der zu stoßenden Eckwinkel des Ober- und Unterschusses längs ihrer ganzen Umrandung mittels Stirnnähten mit einem Stoßblech verschweißt, welches senkrecht zur Winkellängsachse angeordnet ist.

Bei der Stoßausbildung nach Abb. 8 dagegen, die bei den Masten Nr. VII und VIIIa verwendet war, werden die zu stoßenden Eckwinkel durch je zwei auf der Außenseite der Winkelschenkel liegende Laschenbleche

Genietete und geschweißte Ausführung ist jeweils zeichnerisch in einer Abbildung links und rechts von der Mittellinie dargestellt.

Abb. 1. ⊏-Profil-Mast I u. II mit Flachstabdiagonalen.

Abb. 3. ⊏-Profil-Mast III u. VI mit Bindeblechen.

Abb. 5. Quadratgittermast V, VI, VII, VIII u. VIIIa mit Winkelprofil-Diagonalen.

verbunden, welche längs ihres ganzen Umfanges mit den Eckwinkeln durch Kehlnähte verschweißt sind.

Die Diagonalenanschlüsse erfolgten gleicherweise nach zweierlei Ausführungsformen; nach Abb. 7, die für Mast VI und VII zutrifft, sind die Diagonalen auf den Innenflächen der Eckwinkelschenkel mittels Kehlnähten aufgeschweißt, wogegen sie bei den Masten Nr. VIII und VIIIa nach Abb. 9 stumpf an die Eckwinkel gestoßen und mit diesen durch Stirnnähte verschweißt sind.

Abb. 6. Geschweißter Ständerwinkelstoß mittels Stoßblech.

Abb. 7. An die Innenseite der Eckwinkel geschweißte Diagonalen.

Abb. 8. Geschweißter Ständerwinkelstoß mittels Verlaschung.

Abb. 9. Stumpf an die Eckwinkel geschweißte Diagonalen.

Ehe auf die Beschreibung der Versuche im einzelnen eingegangen wird, mögen noch zwei Punkte erwähnt werden, deren Kenntnis bei der Wertung der Versuche von Bedeutung ist:

Die Schweißarbeiten wurden in der Werkstatt von normal ausgebildeten Schweißern ausgeführt, ohne daß eine der in den Vorschriften vorgesehenen Proben angestellt worden wäre. Dies geschah mit Vorbedacht deshalb, um für die Versuche nicht etwa ausgesuchte gute, sondern vielmehr Werkstücke von Durchschnittsgüte zu erhalten und damit den in der Wirklichkeit zu erwartenden Verhältnissen möglichst nahe zu kommen.

Bei der Ausführung der Schweißarbeiten traten anfänglich insofern Schwierigkeiten ein, als die Maste sich infolge der an den Schweißstellen erzeugten Erwärmung krumm zogen. Abhilfe wurde in der Weise geschaffen, daß man eine Unterteilung der Schweißarbeit in Heften und Fertigschweißen eintreten ließ und die Aufeinanderfolge der Schweißstellen so wählte, daß die Wärmewirkung sich möglichst gleichförmig über das Werkstück verteilte. Es gelang hierdurch, das Verziehen der Maste auf ein Mindestmaß einzuschränken. Ein schädlicher Einfluß dieser Erscheinung wurde im Verlauf der Versuche nicht beobachtet.

Die Versuchsanordnung ist aus der schematischen Skizze Abb. 10 ersichtlich.

Um eine zweckmäßige und dem praktischen Verwendungsfall möglichst gleichartige Einspannung bei den Versuchen zu erzielen, war jeder Mast mit einem Betonfuß von angemessener Größe versehen. Ein fest verankertes Einspanngerüst faßte den Betonfuß mittels acht starker Druckspindeln derart, daß der Versuchsmast in waagerechter Lage unverschiebbar festgehalten wurde.

Die an der Mastspitze jeweils zum Angriff zu bringenden Zugkräfte wurden durch einen waagerechten, senkrecht zur Mastachse liegenden Seilzug bewirkt, der durch eine Trommelwinde von Hand betätigt wurde. Die Größe der Zugkraft konnte an einem Dynamometer, welches im Zugseil eingeschaltet war, abgelesen werden. Die waagerechten Ausbiegungen der Mastspitze wurden unmittelbar an einem Maßstab mit Millimetereinteilung abgelesen, der unter dem Kopfende des Mastes fest angebracht war. Zur Ablesung wurde nach jeder Belastungsänderung der Endpunkt der Mastachse, der durch ein Linienkreuz festgelegt war, auf den Maßstab heruntergelotet. Bei dem Torsionsversuch, der mit einem der geschweißten Quadratgittermaste vor dem Zugversuch angestellt wurde, wurde außerdem zwecks Bestimmung des jeweiligen Verdrehungswinkels noch bei jedem Belastungszustand der Abstand des Angriffspunktes des tordierenden Zuges von einem festen Lot gemessen.

Abb. 10. Versuchseinrichtung.

Die Versuche im einzelnen.

Von der Wiedergabe von Zahlentafeln mit den gewonnenen Beobachtungswerten wurde hier abgesehen, da diese Werte den beigefügten Schaubildern 11, 14, 16 und 21 ohne weiteres entnommen werden können. Die Schaubilder gestatten außerdem einen unmittelbaren Vergleich zwischen der Tragfähigkeit und Steifigkeit der genieteten und geschweißten Masten gleichartiger Ausbildung.

Mast Nr. I. ⊏-Mast genietet. Typ 800/8 + 2, mit Flachstabdiagonalen.

Der Spitzenzug konnte bis 2160 kg, d. h. bis zu dem 2,7fachen des zulässigen Spitzenzuges gesteigert werden, ehe der Bruch erfolgte (vgl. Schaubild 11). Wie es bei Flachmasten in der Regel beobachtet wird, begann sich der Mast kurz vor dem Bruch zu verdrehen, bis schließlich der Bruch selbst durch Knickung des Druckgurtes in etwa 2 m Entfernung von der Einspannstelle eintrat.

Abb. 12 zeigt den umgebrochenen Mast in Richtung der ursprünglichen Mastachse gesehen.

Mast Nr. II. ⊏-Mast geschweißt. Typ 800/8 + 2, mit Flachstabdiagonalen.

Die Bruchlast ergab sich zu 2340 kg, d. i. das 2,93fache des zulässigen Spitzenzuges (vgl. Schaubild 11). Wie der genietete Vergleichsmast Nr. I begann der Mast Nr. II sich vor Eintritt des Bruches zu verdrehen, um schließlich im Druckgurt, etwa 2 m von der Einspannstelle entfernt, auszuknicken. Die Ansicht des umgebrochenen Mastes vom Kopf aus gesehen entspricht ziemlich genau der Abb. 12 und ist daher hier fortgelassen, um an Stelle derselben mit Abb. 13 die Knickstelle in größerem Maßstab zeigen zu können. Trotz der im Bilde deutlich erkennbaren sehr starken Knickung der Gurtung und der hierdurch bedingten erheblichen Verbiegung der Flachstabdiagonalen waren sämtliche Schweißstellen am Mast unverletzt geblieben. Die Spannung in der am stärksten beanspruchten Schweißnaht betrug beim Bruch des Mastes etwa 1500 kg/cm².

Abb. 11. Versuchsergebnis für Mast I und II.

Mast Nr. III. ⊏-Mast, genietet, Typ 800/8 + 2, mit Bindeblechen.

Mast Nr. IV. ⊏-Mast, geschweißt, Typ 800/8 + 2, mit Bindeblechen.

Bei diesen beiden Masten trat der Bruch bei 1800 kg Spitzenzug, d. h. dem 2,25fachen des zulässigen Spitzenzuges, ein (vgl. Schaubild 14). In ganz gleicher Weise erfolgte bei beiden Masten nach anfänglicher Verdrehung die Ausknickung des Druckgurtes etwa 1,5 m von der Einspannstelle entfernt. Abb. 15 zeigt die Knickstelle des geschweißten Mastes Nr. IV. Bemerkenswert ist hier die starke Verbiegung des aufgeschweißten Bindebleches, ohne daß eine Schweißnaht am Mast verletzt worden wäre. Die größte Beanspruchung der Schweißnähte betrug hierbei allerdings nur etwa 950 kg/cm².

Abb. 13. Knickstelle des Mastes II

Abb. 12. Mast I.

Abb. 17. Mast V.

Mast Nr. V. Quadratgittermast, genietet, Typ 2500/11 + 2.

Der Spitzenzug konnte bis 5000 kg, d. i. das Zweifache des zulässigen Spitzenzuges, gesteigert werden (vgl. Schaubild 16). Bei dieser Belastung erfolgte der Bruch. Vom Kopfende gezählt, rissen die dritte, fünfte und siebente Diagonale der einen Tragwand in je einer Nietstelle aus, während die entsprechenden Druckdiagonalen der gegenüberliegenden Tragwand stark geknickt wurden; der Unterschuß des Mastes blieb nahezu gerade, der Oberschuß war seitlich ausgebogen und außerdem derartig in sich verbogen, daß die Achse eine flache S-förmige Kurve bildete.

Abb. 17 zeigt den umgebrochenen Mast vom Kopf aus in Richtung der ursprünglichen Achse gesehen.

Abb. 15. Knickstelle des Mastes IV.

Mast Nr. VI. Quadratgittermast, geschweißt, Typ 2500/11 + 2.

Der Bruch des Mastes erfolgte, als der Spitzenzug nahezu 5600 kg, d. h. das 2,24fache des zulässigen Spitzenzuges erreicht hatte (vgl. Schaubild 16). Beim Bruch wurden die Druckgurte des Oberschusses etwa $^1/_2$ m vom Stoß entfernt geknickt.

Wie Abb. 18, welche vom Mastkopf aus in Richtung der ursprünglichen Mastachse gesehen ist, zeigt, sind sowohl Oberschuß als auch Unterschuß des umgebrochenen Mastes in sich ziemlich gerade geblieben, so daß der Mast eigentlich nur an der Knickstelle, welche durch Abb. 19 wiedergegeben wird, stark verformt erscheint. Sämtliche Schweißnähte, deren größte Beanspruchung etwa 980 kg/cm² betrug, waren unverletzt geblieben.

Mast Nr. VII. Quadratgittermast, geschweißt, Typ 2500/11 + 2.

Dieser Mast wurde zunächst auf Verdrehung beansprucht. Zu diesem Zweck wurde die an einer Traverse von 1100 mm (Abb. 10) angreifende Zugkraft bis zu 1800 kg gesteigert. Dieser Wert entspricht etwa dem Dreifachen des Torsionszuges, welcher bei Masten des vorliegenden Typs im praktischen Fall auftreten kann, wenn ein Seil reißt. Bei 1800 kg Torsionszug begann der Zeiger des Dynamometers sich zurückzudrehen. Die Untersuchung des Mastes zeigte, daß die ersten drei Druckdiagonalen am Kopf in der vom Ausleger abgewendeten Tragwand leicht ausgeknickt waren. Der Mast wurde nun entlastet; es wurde eine bleibende Durchbiegung von 32 mm und eine bleibende Verdrehung von 8° 53′ 20″ festgestellt.

Abb. 14. Versuchsergebnisse für Mast III und IV.

Nun wurde er neuerdings belastet, und zwar wie bisher bei allen Masten durch zentrisch am Kopf angreifende Zugkräfte. Trotzdem der Mast durch den vorangegangenen Torsionsversuch bereits leicht beschädigt war, konnte der Spitzenzug noch bis 5900 kg, d. h. bis zum 2,36fachen des zulässigen Spitzenzuges gesteigert werden, ehe der endgültige Bruch eintrat (vgl. Schaubild 16).

Die Untersuchung des Mastes nach dem Bruch zeigte, daß die Diagonalen 4, 6 und 8 der oberen Tragwand ausgeknickt, die Druckgurte des Oberschusses etwa 1 m vom Stoß entfernt, gleichfalls geknickt, der Mast im ganzen seitlich verbogen und leicht verdreht war. Eine Verletzung der Schweißnähte konnte nicht festgestellt werden.

Abb. 16. Versuchsergebnisse für Mast V, VI, VII, VIII und VIIIa.

Abb. 20 zeigt den umgebrochenen Mast in Ganzansicht, vom Kopf her gesehen. Die Verformung des Mastes während des Torsionsversuchs ist aus dem Schaubild 21 zu ersehen.

Abb. 18. Mast VI.

Abb. 20. Mast VII.

Abb. 22. Vorzeitig zerstörte, geschweißte Stoßstelle bei Mast VIII.

Abb. 21. Versuchsergebnis für Mast VII.

Abb. 23. Schliff „1" (Mast VIII) zeigt, daß keine Verbindung zwischen Schweiße und Urstoff stattgefunden hat.

Abb. 24. Schliff „8" (Mast VIII) zeigt eine einwandfreie Verschweißung.

Mast Nr. VIII. Quadratgittermast, geschweißt, Typ 2500/11 + 2.

Zunächst wurde der Spitzenzug bis 2700 kg gesteigert, sodann entlastet. Bei der zweiten Belastungsreihe, die bis zu 3600 kg Spitzenzug gesteigert werden konnte, ergaben sich durchweg größere Durchbiegungen (vgl. Schaubild 16). Bei 3600 kg, also viel zu frühzeitig, ging der Mast zu Bruch, und zwar dadurch, daß die Schweißnähte an den Stößen der Ständerwinkel auf der Zugseite bei etwa 1750 kg/cm² Beanspruchung abplatzten. Vermutlich war schon bei der ersten Belastungsreihe an diesen Stellen eine Lockerung der Schweißverbindungen eingetreten, die sich dann beim Aufbringen der zweiten Belastung durch vergrößerte Durchbiegungen bemerkbar machte.

Abb. 19. Knickstelle des Mastes VI.

Im übrigen waren Mastoberschuß und -unterschuß nach dem Bruch in sich vollkommen gerade und alle übrigen Schweißnähte unverletzt.

Die abgeplatzten Stoßstellen sind in Abb. 22 wiedergegeben. Sie wurden vom Mast abgetrennt und im Laboratorium des Eisen- und Stahlwerks Hoesch einer genauen Untersuchung unterzogen, deren Befund hier wörtlich wiedergegeben ist:

„Eine innige Verschweißung hat nicht stattgefunden. Die an mehreren Schliffen vorgenommene mikroskopische Untersuchung bestätigt dieses. Wie Schliff „1" nach Abb. 23 zeigt, hat keine Verschweißung stattgefunden. Zwischen Schweiße und Werkstück befindet sich eine starke Oxydschicht. Zum Vergleich ist in Schliff „8" nach Abb. 24 die Schweißnaht eines auf der anderen Seite der Stoßplatte aufgeschweißten, nicht abgebrochenen Winkels wiedergegeben, die eine gute Verschweißung erkennen läßt. Der Bruch ist auf unsachgemäßes Schweißen zurückzuführen."

Abb. 25. Mast VIIIa.

Wie weiter oben schon erwähnt, sind die Schweißarbeiten von normal ausgebildeten Schweißern, d. h. also von Durchschnittsschweißern, ausgeführt worden. Es handelt sich um Leute, die als zuverlässig eingeschätzt werden und bei welchen Fehlschweißungen noch nicht vorgekommen sind. Der Vorfall ist in mehr als einer Hinsicht recht bemerkenswert; er beweist einmal, daß auch bei gut ausgebildetem und für zuverlässig gehaltenem Schweißpersonal Fehlschweißungen vorkommen **können**. Zum anderen weist er gebieterisch darauf hin, daß die Sicherheit der Schweißverbindungen in sehr hohem Grade von der dauernden und

sorgfältigen Kontrolle und Beobachtung des Schweißpersonals abhängig ist.

Schließlich ist er geeignet, auf die beachtenswerte Forderung einsichtiger Fachleute hinzuweisen, die darauf hinausläuft, daß die Entwicklung der geschweißten Konstruktion nicht in ein ungesundes Eiltempo getrieben werden darf, wenn anders Rückschläge vermieden werden sollen, die unter Umständen dem Fortschreiten dieser Technik recht erheblichen Schaden bringen könnten.

Ersatzmast Nr. VIII a. Quadratgittermast, geschweißt, Typ 2500/11 + 2.

Der Spitzenzug wurde in einer ersten Belastungsreihe bis 4770 kg gesteigert; bei der darauffolgenden Entlastung wurden 11 mm bleibende Durchbiegung an der Mastspitze gemessen. In der zweiten Belastungsreihe konnte der Spitzenzug bis 5940 kg, d. i. das 2,38 fache des zulässigen Spitzenzuges, erhöht werden (Abb. 16). Bei dem Versuch, den Spitzenzug noch weiter zu erhöhen, ging der Mast zu Bruch in der Weise, daß die Druckgurte des Oberschusses, etwa 1 m vom Stoß entfernt, stark geknickt wurden. Die darauf angestellte genaue Untersuchung des Mastes ergab, daß keine Schweißnaht verletzt worden war.

Abb. 25 zeigt den zerstörten Mast in seiner ganzen Länge.

Ein Überblick über die vorbeschriebene Versuchsreihe zeigt, daß die geschweißten Maste hinsichtlich ihrer Bruchsicherheit den genieteten Vergleichsmasten zumindest gleichwertig erachtet werden dürfen. Was die Steifigkeit der geschweißten Konstruktionen anbelangt, so ist aus Abb. 11, 14 u. 16 ersichtlich, daß ein wesentlicher Unterschied zwischen geschweißten und genieteten Masten nicht festzustellen war. Bemerkenswert ist, daß die Schweißverbindungen mit einer einzigen Ausnahme, die ihre Erklärung gefunden hat, den gestellten Anforderungen entsprochen haben; die vorgeschriebene zweifache Bruchsicherheit wurde überall erreicht und überschritten, ohne daß eine Schweißnaht gerissen wäre.

Über die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten.

Von Dipl.-Ing. **Karl Henke**, Grünberg i. Schles.

Seitdem in den Fachzeitschriften, ja sogar in dem technischen Teil einiger Tageszeitungen seit mehreren Jahren viel von der Herstellung von Stahlkonstruktionen mittels elektrischer Lichtbogenschweißung im Ausland geschrieben wird, haben sich auch die deutschen Stahlbaufirmen eingehend mit dieser Aufgabe beschäftigt, und so sind in letzter Zeit in Deutschland einige Stahlhochbauten in geschweißter Ausführung erstellt worden.

Es mag nicht immer leicht gewesen sein, alte erfahrene Betriebsleiter zu bewegen, von der althergebrachten erprobten Nietung abzulassen und sich in ein Gebiet hineinzuwagen, welches ihnen völlig fremd war und auch verhältnismäßig unerforscht ist. Doch der Optimismus derer, die am „Fortschritt" besonderes Interesse hatten, führte schließlich dazu, daß die Betriebe sich auch zur Ausführung größerer geschweißter Stahlhochbauten entschlossen haben.

Bei der Firma Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schles. begann man zunächst, wie wohl überall, damit, kleine Vorrichtungen für Betriebszwecke, u. a. feste Zulagen für den Zusammenbau, Lagergestelle, sodann das Stahlskelett eines kleinen Häuschens, auch Treppenkonstruktionen zu schweißen. Der Umbau einer Werkstatthalle jedoch bot dort erstmals die Gelegenheit, die elektrische Lichtbogenschweißung bei größeren Konstruktionsteilen anzuwenden.

Eine vor einer 80 m langen, 40 m breiten Halle liegende Kranbahn von 20 m Stützweite sollte in jene hineingeführt werden. Die Halle mußte zunächst auf eine Breite von etwa 25 m abgebrochen werden, die Kranbahn wurde verlängert und darüber ein neues Dach gespannt. Die Verbindungen der Stützen, Kranbahnträger und Dachbinder wurden mittels elektrischer Lichtbogenschweißung hergestellt. Die Einteilung der alten Halle bedingte eine Binderentfernung und somit auch eine Stützweite der Kranbahnträger von 15,8 m; die Stützweite der Binder ist 21,76 m.

Abb. 1. Konstruktive Durchbildung des geschweißten Binders.

Nun ist es nicht so schwer, geschweißte Konstruktionen zu entwerfen und zu berechnen, als sie auszuführen, denn wer verantwortungsbewußt an die Herstellung von Schweißungen, welche große Kräfte aufzunehmen haben, herangeht, der wünscht im Anfang manches Mal, lieber die Finger davon gelassen zu haben. Leider gibt es heute noch keine Apparate, mit deren Hilfe man die Schweißungen kontrollieren kann, ohne sie zu zerstören, denn die Anwendung der Röntgenuntersuchung ist im Werkstattbetriebe zu umständlich und zu teuer, und alle anderen Methoden, wie Probeschweißungen oder auch Herausschneiden von Nahtteilen sind Stückwerk. Man weiß nicht, ob die am Werkstück hergestellten Schweißungen eines Schweißers die gleichen Festigkeiten haben wie seine Probeschweißungen und ob die Schweißung neben dem geprüften Nahtstück genau so gut ist wie dort. Auch äußerlich kann man es einer Schweißnaht nicht ansehen, ob sie gut oder schlecht ist; Verfasser hat manche Probe zerrissen, deren Oberfläche nicht regel-

Abb. 2. Ansicht des Giebelbinders mit Windträger in der Untergurtebene.

Abb. 3. Konstruktive Durchbildung der Binder- und Kranbahn-Stütze mit Anschluß an die bestehende Halle.

mäßig aussah und deren Festigkeit gut war, und auch andere, die äußerlich gut und doch ohne ausreichende Festigkeit waren. Wenn man die Verantwortung bewußt trägt und aus technischen Gründen auf die Röntgenuntersuchung verzichten muß, so bleibt nur die Möglichkeit, die Güte der Schweißungen durch mehrere Maßnahmen zugleich zu gewährleisten.

Bei der Firma Beuchelt & Co. wurden nur Schweißer verwendet, deren Eigenschaften und Veranlagung durch bisherige Tätigkeit im Werk Gewähr für zuverlässige Arbeit boten. Einer dieser Schweißer wurde im Reichsbahnausbesserungswerk Wittenberge ausgebildet, die anderen wurden, nachdem Betriebsleiter und Meister in Kursen und durch nachfolgende weitere Arbeiten das Schweißen erlernt hatten, im Werk selbst herangebildet, wozu zeitweilig auch noch ein Lehrschweißer zur Verfügung stand. Sodann wurden natürlich Probeschweißungen hergestellt, die sich im allgemeinen auf die Herstellung von Zerreißproben beschränkten und in gewissen Zeitabständen wiederholt wurden. Außerdem wurden Stichproben derart gemacht, daß Schweißungen durch Aufkeilen zerstört wurden, vor allem aber wurde Wert darauf gelegt, durch ständige persönliche Fühlungnahme einen moralischen Einfluß auf die Schweißer auszuüben und sie auf die Verantwortung ihrer Arbeit hinzuweisen. Selbstverständlich arbeiteten die Schweißer im Zeitlohn. Überdies wurden vier der fünf Dachbinder einer Probebelastung unterzogen. Hierbei wurden je zwei Binder mit den in der statischen Berechnung errechneten Lasten einschließlich Wind und Schnee im Gesamtbetrage von 124 t belastet, wobei sich die Schweißungen als einwandfrei erwiesen; die Durchbiegungen blieben weit hinter den rechnerischen zurück.

Die Werkstattbearbeitung erfordert besondere Aufmerksamkeit beim Zusammenbau und beim Schweißen. Da Heftlöcher nicht gebohrt waren und die Anwendung der patentierten „Schweißzulage" wegen zu hoher Kosten nicht möglich war, wurden die einzelnen Stäbe mittels Schraubzwingen und Klammern aneinandergeklemmt, zum Teil sogar nur aufgelegt und angeheftet. Für diese Arbeiten wurden besonders tüchtige Leute ausgesucht. Es mußte auch darauf geachtet werden, daß die Verwerfungen der einzelnen Teile, die durch das Schrumpfen der Schweißnähte hervorgerufen werden, auf ein Mindestmaß beschränkt wurden. Dies kann man einerseits durch richtige Anordnung der Schweißnähte und des Schweißvorganges, anderseits dadurch erreichen, daß man den Konstruktionsteil entsprechend zulegt. Die zu erwartenden Schrumpfungen konnten sich dann so auswirken, daß die fertige Konstruktion keine Verwerfungen zeigte. Den Verwerfungen durch Zwängen zu begegnen, wurde nach Möglichkeit vermieden, um die Schweißnähte nicht schon dadurch in Spannung zu bringen. Im allgemeinen sind die Verwerfungen in geringen Grenzen geblieben, was zum Teil wohl durch die größeren Abmessungen einiger Stäbe bedingt war; so bestanden Ober- und Untergurt der Dachbinder aus halben I 38 bzw. I 36. Geschweißt wurde mit Gleichstromdynamos der Firma Kjellberg und mit dünnumhüllten Elektroden dieser Firma Marke OK 6.

Abb. 4. Ansicht des geschweißten Stützenfußes.

Abb. 5. Geschweißter Kranbahnträger aus verstärkten IP-Profilen.

Abb. 6. Geschweißter Stoß des Kranbahnträgers.

Wie schon oben erwähnt und Abb. 1 zeigt, besteht der Obergurt der Dachbinder aus $^1/_2$ I 38, der Untergurt aus $^1/_2$ I 36. Der Obergurtsteg ist durch einen senkrecht durchgesteckten Flachstab, der Flansch durch eine aufgelegte Lasche gestoßen, die Untergurtstöße sind gewöhnliche Laschenstöße. Der Obergurt ist gegen Ausknicken durch Platten verstärkt. Auf Knotenbleche konnte im allgemeinen verzichtet werden, nur am Obergurtknoten 0 und am mittleren Untergurtknoten wurde für den Anschluß der Schrägen eine größere Steghöhe benötigt. Der Giebelwandbinder erhielt zur Aufnahme der Windkräfte im Untergurt einen besonderen Windträger (Abb. 2).

Die Ausbildung der Stützen geht aus Abb. 1, 3 u. 4 deutlich hervor. Auch hier verzichtete man auf Knotenbleche. Hervorzuheben ist nur die Konstruktion der Stützenfüße; ferner ist bemerkenswert, daß die Bindebleche der Stützenstreben nicht auf die Winkelschenkel aufgelegt, sondern dazwischengeschweißt wurden. Für die Stützenstiele wurden ⊏ W 23,5 gewählt, die im Werksvorrat vorhanden waren und z. T. durch Platten verstärkt wurden.

Auch bei der Querschnittsbestimmung der Kranbahnträger war man gebunden, da von einem Notbrückenbau IP 60 zur Verfügung standen. Die Flanschen dieser Träger wurden durch Platten verstärkt, der Obergurt

wurde durch einen waagerechten Träger ausgesteift. Da die vorhandenen Träger 10 m lang waren und die Stützweite der Kranbahnträger 15,8 m beträgt, liegen die Stöße der I P 60 unregelmäßig über die ganze Kranbahn verteilt. Die Flanschen und Gurtplatten wurden durch Laschen, die Stege der Träger auf dem einen Strang ebenfalls durch Laschen, auf dem anderen mittels senkrecht zum Steg stehender Bleche gestoßen (Abb. 5 u. 6). Jeder zweite Trägerstoß war als Montagestoß ein Universalstoß. Die Kranbahnschiene ist ein Vierkantprofil 60 × 40 mm.

Doch wenn es nun auch gelingt, geschweißte Stahlkonstruktionen größerer Abmessungen herzustellen, so hat dies alles nur Zweck, wenn es auch möglich ist, den Herstellungspreis herabzusetzen.

Für die Dachbinder wurde ein Kostenvergleich zwischen genieteter und geschweißter Ausführung aufgestellt. Die Gewichtsersparnis betrug 24 % bei 18 % Gesamtlohnersparnis, jedoch ergab sich ein Mehrlohnaufwand von 13,5 % für 1 t. Der Durchschnittslohn erhöhte sich um 5 % und die Gesamtkostenersparnis betrug 20 %. Hierin sind die Kosten der Probebelastung natürlich nicht eingeschlossen. Die Elektrodenkosten betrugen nicht mehr als die Kosten für das Nietmaterial.

Für die Stützen wurde ein Kostenvergleich nicht aufgestellt, da sie nicht als typische Schweißkonstruktionen anzusehen sind und der Vergleich irreführende Ergebnisse zeigen würde. Auch die Kranbahnträger, deren Querschnittausbildung dadurch bedingt war, daß vorhandene I P 60 verwendet werden sollten, eignen sich nicht für einen Kostenvergleich.

Aus diesen Zahlen ist also zu erkennen, daß die Herstellungskosten für den geschweißten Dachbinder niedriger waren als für den genieteten. Allerdings ist bei dem Kostenvergleich für beide Arten mit demselben Unkostensatz gerechnet worden. Dieser wird aber tatsächlich verschieden sein, weil verschiedene Arten von Maschinen mit anderem Kraftbedarf verwendet werden, weil die Kosten des technischen Büros andere sein werden, schließlich auch, weil die fixen Unkosten auf eine andere Lohnsumme bezogen werden. Es läßt sich nicht so ohne weiteres übersehen, wie nun die tatsächlichen Unkosten sein werden. Dies wird späteren Untersuchungen vorbehalten bleiben, man sieht aber, daß diese oben gezeigte Ersparnis von 20 % nicht unbedingt richtig zu sein braucht. Daß man diese Ersparnis bei Dachbindern nicht verallgemeinern kann, erhellt auch daraus, daß die Firma Beuchelt & Co. bei der Herstellung von drei geschweißten Dachbindern von 16,2 m Stützweite und 4,5 m gegenseitiger Entfernung für einen Theaterbau 10,5 % Mehrkosten gegenüber genieteter Ausführung gehabt hat.

Man muß also bei solchen Zahlen sehr vorsichtig sein und darf die Wirtschaftlichkeit geschweißter Stahlbauten auf Grund einiger Beispiele nicht für alle Fälle unterstellen, sondern muß von Fall zu Fall prüfen, ob das Schweißen auch tatsächlich Vorteile bietet. Sicher ist, daß Vorteile erzielt werden können, wahrscheinlich auch bei Brückenverstärkungen; gewarnt aber muß davor werden, nun unbedingt alles schweißen zu wollen. Vielleicht geht man mehr und mehr dazu über, kombinierte Schweiß-Niet-Konstruktionen auszuführen.

Kraftübertragung in Kehlnähten geschweißter Verbindungen.

Von Reichsbahnoberrat **Füchsel**, Berlin.

In den geschweißten Verbindungen des Stahlhochbaues und Stahlbrückenbaues werden Stumpf- und Kehlnähte verwendet, welche entweder auf Zug (Druck) oder Schub beansprucht sind. Die Beurteilung, welche Beanspruchungsart jeweils vorliegt, ist zumeist einfach, nämlich Zug (Druck) bei den selten vorkommenden Stumpfnähten und Schub bei den Flankenkehlnähten. Etwas schwieriger ist die Feststellung bei den sonstigen Kehlnähten vom Charakter der Stirnkehlnähte, deren Anwendungsgebiet groß ist. Ihre Bedeutung für die Technik geschweißter Stahlbauten ist auch durch die gewählte Probeform für Schweißerprüfungen, welche der Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure in den Richtlinien für geschweißte Stahlbauten, Ausgabe 1930, aufgestellt hat, gekennzeichnet. Es trifft sich gut, daß die Beobachtung der Veränderung des Zustandes dieser Probe durch den Belastungsversuch im Sinne der Vorschrift gleichzeitig Unterlagen für die Beantwortung der gestellten Frage, wie die Kraftübertragung bei Belastung der Probe verläuft, und damit Einsicht in die Spannungsverhältnisse in der Kehlnaht gibt.

Abb. 1. Untersuchung auf Kraftwirkungslinien an einer Kreuzstabprobe nach dem Ätzverfahren von Fry.

Abb. 1 zeigt das geätzte Mittelstück der bei einer Schweißerprüfung nach den Richtlinien zu verwendenden sogenannten Kreuzstabprobe in zwei Ausführungen verschiedenen Werkstoffs, nach beendetem Güteprüfungsversuch. Vor dem Versuch hatten die senkrechten Blechstreifen die zum Einspannen in die Zerreißmaschine erforderliche Länge. Die Beschaffenheit der Kehlnähte vor und nach dem Versuch unterschied sich, abgesehen von dem Bruch (in der Regellage), nur in der stattgefundenen Reckung, deren Maß der zwischen dem waagerechten Probestück und dem unteren senkrechten Einspannstück durch die Belastung hervorgerufene Spalt zu beurteilen gestattet. Der Nachweis der Dehnungsfähigkeit einer Schweiße im plastischen Belastungsgebiet, also bei einer die Streckgrenze erheblich überschreitenden Spannung, ist zunächst eine wertvolle Erkenntnis gegenüber der weithin verbreiteten Anschauung, daß eine geschweißte Verbindung ein durchaus starres Gebilde sei. Bemerkt sei noch, daß die Proben mit Schweißdrähten (nackten Elektroden) nach den Anforderungen der Deutschen Reichsbahn, gewöhnliche Sorte Ev 1, gefertigt und aus einer großen Untersuchungsreihe beliebig herausgegriffen worden sind. Die für die mechanische Prüfung geforderten Werte der Zugfestigkeit waren erfüllt. An Stelle der sonst zur Unterrichtung über die Einbrenntiefe üblichen (stichweisen) metallographischen Untersuchung nach gewöhnlichem makroskopischen Verfahren wurde im vorliegenden Falle eine Untersuchung auf Kraftwirkungslinien durch Ätzung nach Fry für zweckmäßig erachtet. Dr. Fry, Essen, hatte die Freundlichkeit, die Ätzung nach seinem Verfahren selbst vorzunehmen. Das Ergebnis zeigt die Abbildung. An der dunklen Färbung sind diejenigen Querschnittzonen, in denen eine Spannung über die Streckgrenze hinaus eingetreten ist, zu erkennen, bei der besonders dunklen Färbung der Schweiße kommt die Wirkung des bei der Lichtbogenschweißung aufgenommenen Stickstoffs noch hinzu. Weitere Merkmale für die Beurteilung der Spannungsverhältnisse bei der Belastung sind: Die Lage der Brüche ist in einem Fall nicht die normale, unter 45° zu den Schenkeln der Verbindung. Im oberen Bild ist auf der linken Seite der Probe der Bruch im ungeschweißten Werkstoff längs einer Seigerungszeile eingetreten. Die Scherfestigkeit des Werkstoffs an dieser Fehlstelle war also geringer als die in der anliegenden Einbrennzone zwischen Werkstoff und Schweißnaht. Die Bedeutung der Regellage des Bruchs in der Kehlnaht, ungefähr unter 45° zu den Schenkeln, liegt in der Feststellung: 1. daß an dieser Stelle die Schweiße ihr geringstes Widerstandsvermögen gegen mechanische Beanspruchung besitzt, wie es nach dem Gefügebefund — reines Gußgefüge in Mitte Schweiße — nicht anders erwartet werden kann, 2. daß der Bruch durch Zugbeanspruchung herbeigeführt worden ist. Ein Teil der Zugspannung, und zwar am inneren Ende der Bruchfläche, nahe dem Scheitel der Kehlnaht, ist allerdings auf einen Arbeitsfehler, der leider nicht selten

angetroffen wird, zurückzuführen. Bei der Ätzung sind die Ecken der Blechteile, welche am Scheitel der Kehlnähte liegen, ungeschwärzt geblieben. Also haben sie an der Kraftübertragung im plastischen Gebiet entgegen der Voraussetzung des Konstrukteurs nicht teilgenommen. Der Schweißer hat den Fehler begangen, nicht genügend in die Scheitelecke einzuschweißen. Die Einbrennzone im Scheitel darf aber nicht fehlen, weil sonst die Kehlnaht an der Scheitelecke auf Biegung beansprucht wird und dort zusätzlich vermehrte Zugspannung erfährt. Die Einbrennzonen der Blechstücke haben offenbar in den senkrechten und waagerechten Teilen gleich hohe Festigkeit gehabt, ähnlich liegen die Verhältnisse in den unmittelbar angrenzenden Zonen der Schweiße, so daß man sagen kann, daß letztere mit den ersteren je ein starres Gebilde ergeben, und daß die Kraftrichtung bei dem Belastungsversuch der Kreuzstabprobe von einem Längsblech zum anderen in flachem Bogen durch das Querblech verläuft. Der bisher für die Berechnung der Verbindung angenommene Verlauf der Kraftübertragung nach Abb. 2, wonach die Last P sich in zwei Arme $\frac{P}{2}\sqrt{2}$ teilt, enthält mithin bereits einen

Abb. 2. Der Berechnung zugrunde gelegte Kraftübertragungs-Annahme.

Abb. 3. Aus den Fryschen Ätzungen ableitbare Kraftübertragung.

Sicherheitskoeffizienten. Die wirkliche Beanspruchung der Kehlnaht, richtige Arbeitsausführung an der Scheitelecke vorausgesetzt, ist etwas kleiner, weil der Weg der Kraft nicht den Katheten eines rechtwinkligen Dreiecks entlang, sondern nach einem flachen Kreisbogen (Abb. 3) verläuft. Die vorliegende Untersuchung soll gelegentlich noch auf Ätzeversuche an Kreuzstabproben mit dem Fryschen Ätzmittel vor dem Zerreißversuch ausgedehnt werden.

Über die Festigkeit elektrogeschweißter Verbindungen von Flußstahl mit Schweißeisen.

Mitteilung aus dem Materialprüfungsamt der Bayer. Landesgewerbeanstalt Nürnberg.

Im folgenden seien die Ergebnisse einiger Versuche mitgeteilt, die zur Prüfung der Festigkeit elektrisch geschweißter Verbindungen von Flußstahl mit Schweißeisen angestellt wurden. Die Versuche sind weder erschöpfend, noch systematisch, da sie aus verschiedenen Prüfungsanträgen herrühren und das zur Verfügung stehende Material beschränkt war. Sie dürften aber trotzdem der Beachtung wert sein, da auf diesem Gebiet Versuchsergebnisse kaum veröffentlicht sind und bei der in Zukunft wohl öfter hervortretenden Aufgabe, veraltete, den heutigen Verkehrsbeanspruchungen nicht mehr gewachsene stählerne Brücken zu verstärken, eine Klärung des besonderen Verhaltens des Schweißeisens durch den Versuch nötig erscheint.

Zur Verfügung standen in einem Falle einige Schweißeisen-Flachstäbe von 1,0 × 8,2 cm (Material I), im zweiten ein Stab von 1,0 × 10,4 cm Querschnitt (Material II) aus Brücken, die in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts gebaut worden waren.

Bei den Versuchen mit Material I waren infolge besonderer, vom Antragsteller verfolgter Zwecke zum Anschweißen Quadratstäbe 2 × 2 cm und Rundstäbe (Handelsgüte), zu den Versuchen mit Material II ebenfalls Flußstahl, und zwar Quadratstäbe 2 × 2 cm und Flachstäbe 1 × 10 und 1 × 8 cm verwendet worden. Von den Versuchen mit Material I sind im folgenden die Anschweißungen von Quadratstäben berücksichtigt (Gruppe I, Abb. 1); die Versuche mit Material II sind sämtlich benutzt. Sie umfassen die Gruppen 2 bis 4, und zwar enthält Gruppe 2 (Abb. 2) die Versuche mit angeschweißten Quadratstäben, Gruppe 3 (Abb. 3) die mit angeschweißten Flachstäben 1 × 10 cm und Gruppe 4 (Abb. 4) die mit angeschweißten Flachstäben 1 × 8 cm.

S = Schweißeisen; F = Flußstahl.

Abb. 1 bis 4. Form und Abmessungen der Probekörper.

Die Festigkeitsverhältnisse der Baustoffe sind aus Zahlentafel 1 ersichtlich.

Die Schweißstellen sind in den Abb. 1 bis 4 durch Schraffierung kenntlich gemacht.

Die Schweißarbeiten wurden alle durch den gleichen Schweißer ausgeführt, den die Siemens-Schuckertwerke, Nürnberg, ebenso wie die elektrische Schweißeinrichtung, in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt hatten. Beabsichtigt war, das Maß a der Schweißraupe (Abb. 5), also die Kehlnahtdicke, auf etwa 6 mm zu bringen.

Abb. 5. Schweißquerschnittsabmessungen.

Geschweißt wurde in allen Fällen mit einem 4 mm-Schweißdraht in einer Lage. Die Spannung betrug 20 bis 25 V, die Stromstärke 120 bis 150 A.

Zahlentafel 1.
Festigkeit der verwendeten Baustoffe.

Art des Baustoffes	Querschnittsabmessung cm	Verwendung bei Gruppe	Streckgrenze kg/cm²	Bruchfestigkeit kg/cm²
Schweißeisen	1 × 8,2	1	2300	3580
	1 × 10,4	2—4	nicht best.	3300
Flußeisen	2 × 2	1	2780	4080
	2 × 2	2	3450	5130
	1 × 10	3	2940	3820
	1 × 8	4	2880	4280
Schweißdraht (Flußstahl)	0,4 ⌀	1—4	—	3520

Sämtliche Schweißungen gingen glatt vonstatten. Gruppe 1 umfaßte drei, die Gruppen 2 bis 4 je zwei gleichartige Probekörper.

In Zahlentafel 2 sind für die vier Probekörpergruppen die Größe der Scherflächen in der Kehlnaht ($f_1 = a \times$ gesamter Kehlnahtlänge, Abb. 5, und in den durch die Schweißung erfaßten Schweißeisenflächen (f_2), sowie der Zerreißquerschnitt des Schweißeisens (f_3) angegeben. Am sichersten ist naturgemäß der Wert für f_3, während die Werte f_1 und f_2

Abb. 6. Geätzter Schnitt durch einen Probekörper der Gruppe 2.

Abb. 7. Geätzter Schnitt durch einen Probekörper der Gruppe 4.

Abb. 8. Scherfläche im Schweißeisen bei einer Probe der Gruppe 1.

mit Unsicherheiten behaftet sind, da eine völlig gleichmäßige Dicke der Kehlnaht nicht ausführbar war. Indessen wurde bei der Ermittlung der Flächen darauf Bedacht genommen, im Zweifelsfalle keinesfalls zu knappe Werte einzusetzen, damit der Querschnitt nicht zu klein, die betreffende Spannung also nicht zu groß gefunden würde. Ein Bild von der Dicke a der Kehlnaht sowie von der Breite b der Scherfläche im Schweißeisen (Abb. 5) konnte man sich an Hand von Schnitten durch die unversehrten Stellen der Probekörper nach der Prüfung machen, an denen durch Ätzung das makroskopische Gefügebild entwickelt wurde. Als Beispiel dafür diene Abb. 6 (Schnitt durch einen Probekörper der Gruppe 2) und Abb. 7 (Schnitt durch einen Probekörper der Gruppe 4). Bei Gruppe 1, konnte außerdem noch die wirkliche Scherfläche im Schweißeisen herangezogen werden, deren Erscheinung Abb. 8 wiedergibt.

Zahlentafel 2.
Größe der auf Abscherung beanspruchten Kehlnaht- und Schweißeisenflächen sowie der Schweißeisen-Zerreißquerschnitte.

Probekörper Gruppe	Schweißeisensorte (Flachstab)	Anzahl der Probekörper	Größe der Scherfläche in der Kehlnaht f_1 cm²	Größe der Scherfläche im Schweißeisen f_2 cm²	Zerreißquerschnitt d. Schweißeisens f_3 cm²	Bemerkungen
1 (Abb. 1)	I (1,0 × 8,2 cm)	3	7,0	10,9	8,2	
2 (Abb. 2)	II (0,96 × 10,4 cm)	2	19,2	30,1	10,0	Verbindung mit Quadratstab 2 × 2 cm
3 (Abb. 3)	II (0,97 × 10,4 cm)	2	12,0	16,6	10,1	Verbindung mit Flachstab 1 × 10 cm
4 (Abb. 4)	II (0,96 × 10,4 cm)	2	33,6	53,6	10,0	Verbindung mit Flachstab 1 × 8 cm

Die Ergebnisse der Zerreißproben sind in Zahlentafel 3 enthalten.

Die Abb. 9 bis 12 zeigen je einen Probekörper jeder Gruppe nach der Prüfung; auf die Bruchstelle ist in jeder Abbildung durch einen Pfeil hingedeutet.

Zahlentafel 3.
Ergebnisse der Zerreißversuche mit den Probekörpern nach Abb. 1 bis 4.

Probekörper Gruppe	Vers.-Nr.	Bruchlast P	Bei Bruch des Probekörpers: Scherspannung in der Kehlnaht P/f_1 kg/cm²	Scherspannung im Schweißeisen P/f_2 kg/cm²	Zugspannung im Schweißeisen P/f_3 kg/cm²	Bemerkungen
1 (Abb. 1)	1	16 470				Bruch durch Überschreitung d. Scherfestigkeit d. Schweißeisens (Fläche f_2)
	2	18 760				
	3	18 460				
	Mittel	17 900	2560	1640	2180	
2 (Abb. 2)	1	27 980				Bruch im Schweißeisenquerschnitt f_3 (Zerreißquerschnitt)
	2	28 700				
	Mittel	28 340	1470	940	2830	
3 (Abb. 3)	1	25 900				Bruch in der Kehlnaht (Querschnitt f_1)
	2	25 600				
	Mittel	25 750	2150	1550	2550	
4 (Abb. 4)	1	32 570				Bruch im Schweißeisenquerschnitt f_3 (Zerreißquerschnitt)
	2	30 750				
	Mittel	31 660	940	590	3170	

Die zunächst ausgeführten Versuche der Gruppe 1 nebst ähnlichen, hier nicht angeführten hatten bereits zu gewissen Erfahrungen bezüglich der Haltbarkeit der Schweißung von Flußstahl an Schweißeisen geführt,

Abb. 9 bis 12. Probekörper der Gruppen 1 bis 4 nach dem Bruch.

aus denen hervorging, daß bei zu kurzen, in der Faserrichtung des Schweißeisens verlaufenden Nähten stets die Zerstörung der Verbindung dadurch eintrat, daß das Schweißeisen aufgerissen wurde. Lagen zwei in der Faserrichtung verlaufende parallele Nähte nahe aneinander, so kam es sogar gelegentlich vor, daß das zwischen den Nähten befindliche Schweißeisen teilweise oder ganz mitgerissen wurde (vgl. z. B. Abb. 13, Anschweißung von Rundstäben an Schweißeisen).

Es war somit zu beachten, daß bei Schweißeisen als der einen Verbindungskomponente die Festigkeit der Schweißung nicht von der Kehlnaht abhing, sondern von der Scherfestigkeit des Schweißeisens, die nur einen Bruchteil der Scherspannung in der Kehlnaht betrug. Entsprechend der Tatsache, daß bei Gruppe 1 die Scherspannung von 1640 kg/cm² im Schweißeisen zum Bruche führte, während bei Gruppe 3 die Scherspannung von 1550 kg/cm² tiefe Anbrüche im Schweißeisen mit sich brachte, darf man die zur Trennung führende Scherspannung im Schweißeisen zu etwa 1600 kg/cm² schätzen. Aus Zahlentafel 3 ergeben sich nun folgende Verhältniszahlen der Scherbeanspruchung in der Kehlnaht zu der in der Schweißeisenfläche:

$$\text{bei Gruppe 1:} \quad \frac{2560}{1640} = 1{,}56$$

$$\text{„ „ 2:} \quad \frac{1470}{940} = 1{,}56$$

$$\text{„ „ 3:} \quad \frac{2150}{1550} = 1{,}39$$

$$\text{„ „ 4:} \quad \frac{940}{590} = 1{,}59.$$

Man wird also durchschnittlich 1,5 ansetzen können.

Abb. 13. Bruchausbildung zwischen Rundstab und Schweißeisen bei kurzen Längsnähten.

Für die Scherspannung von 1600 kg/cm² im Schweißeisen würde sich demnach die Scherspannung in der Kehlnaht zu $1{,}5 \cdot 1600 = 2400$ kg/cm² ergeben. Dieser Betrag wird in den „Richtlinien" als Mindestfestigkeit der Kehlnaht bei Scherbeanspruchung gefordert. Dagegen sind die 1600 kg/cm² Scherspannung im Schweißeisen nicht als Mindestbetrag, sondern als Durchschnittswert gefunden worden. Wenn man demnach in Würdigung dieser Tatsache im Schweißeisen nur eine Scherspannung von 400 kg/cm² zuläßt, d. h. vierfache Sicherheit gegen Abscherung verlangt, so ergibt sich für die Kehlnaht eine Beanspruchung von 600 kg/cm², während man im allgemeinen 750 kg/cm² zuzulassen pflegt. Man könnte sich allenfalls im Hinblick auf die ungünstige Schweißeisenstruktur mit dieser geringeren Beanspruchung begnügen. Will man aber die Beanspruchungsmöglichkeit der Kehlnaht voll ausnutzen, dann müßte man die Naht so gestalten, wie es Abb. 14 zeigt, d. h. die Breite b der Schweißfläche im Schweißeisen so vergrößern, daß bei einer Scherbeanspruchung von 400 kg/cm² im Schweißeisen die Scherspannung in der Kehlnaht 750 kg/cm² erreicht, d. h. es müßte sein $\frac{b}{a} = \frac{750}{400} =$ rd. 1,9. Selbstverständlich wäre noch durch Versuche zu ermitteln, ob bei passender Ausbildung der Kehlnaht diese Beanspruchungsverhältnisse auch wirklich eintreten. Aber selbst, wenn dies der Fall sein sollte, so wäre es doch sehr zweifelhaft, ob es geraten wäre, davon praktischen Gebrauch zu machen.

Abb. 14. Nahtquerschnitts-Gestaltung zur Erzielung gleicher Festigkeit der Anschlüsse an Flußstahl und Schweißeisen.

Abb. 15. Bruchstelle bei Schweißverbindung von Flußstahl und Schweißeisen.

Ferner war bereits bei den Versuchen Gruppe 1 beobachtet worden, daß der Bruch stets an der in Abb. 15 durch einen Pfeil gekennzeichneten Stelle begann. Das ist ja an sich auch zu erwarten gewesen; bei der ausgeprägten Faserstruktur des Schweißeisens aber und seiner geringen Widerstandsfähigkeit gegen andere Beanspruchungen als die in die Faserrichtung fallenden konnte man vermuten, daß die Kehlnaht in der Faserrichtung, wenn sie einmal am Kopfende einen Anbruch erfahren hat, sich einfach in der Art, wie es Abb. 13 zeigt, ohne großen Widerstand sozusagen „abschälen" würde. Es erschien also der Umstand nachteilig, daß durch die Schweißung in der Längsrichtung nur ein verhältnismäßig schmales Faserbündel erfaßt wurde, und man konnte sich allenfalls einen Vorteil versprechen, wenn durch eine Naht quer zur Faserrichtung möglichst viele Fasern des Schweißeisens zum Anschluß an die Kehlnaht kamen.

Aus dieser Erwägung heraus und in Berücksichtigung der Tatsache, daß der Bruch an dem Kopfende der Schweißung beginnt, wurde bei den Gruppen 2 bis 4 von Quernähten Gebrauch gemacht (Abb. 2 bis 4). Bei Gruppe 2 wurde, da der angeschweißte Quadratstab keine ausgiebige Quernaht gestattete, die Längsnaht noch auf die doppelte Länge derjenigen der Probekörper der Gruppe 1 gebracht (Abb. 2). Wie nach den vorstehenden Betrachtungen nicht anders zu erwarten war und auch beabsichtigt wurde, lag bei dieser übermäßigen Verstärkung der Schweißeisen-Scherflächen der Bruch außerhalb der Schweißung (Abb. 10 bzw. Abb. 12). Immerhin trat eine weitere bemerkenswerte Erscheinung auf.

Beim Bruch des Probekörpers durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Schweißeisens war eine der Schweißeisenfestigkeit von 3300 kg/cm² annähernd entsprechende Bruchspannung zu erwarten. Die Zugspannung im Schweißeisen ergab sich aber rechnungsmäßig nur zu 2830 kg/cm². Die Ursache für diesen Festigkeitsunterschied ist nicht in ungleichmäßiger Festigkeit des Schweißeisens zu suchen, sondern in der Ungleichmäßigkeit der Spannungsverteilung im Schweißeisen und der Exzentrizität des Kraftangriffs. Was erstere betrifft, so übertrug der schmale angeschweißte Quadratstab (vgl. Abb. 2) die Zugkraft zunächst auf die Mitte des Schweißeisens, und tatsächlich wurde auch beobachtet, daß der Bruch von der Mitte ausging und sich nach dem Rand beiderseits fortpflanzte. Sicherlich ist diese Erscheinung, die grundsätzlich auch bei Flußstahl auftreten wird, bei Schweißeisen wegen der geringen Querfestigkeit von größerem Belang. Man wird zweckmäßig hohe und schmale Profile nach Möglichkeit vermeiden; auch die mit der Profilhöhe steigende Exzentrizitätswirkung drängt darauf hin. Ein Flachstab vom Querschnitt 1×4 cm wird sicherlich günstiger sein als ein Quadratstab 2×2 cm. Und was die Kehlnahtlänge anbetrifft, so hätte diese, wenn 1600 kg/cm² Spannung im Scherquerschnitt des Schweißeisens als Bruchspannung angenommen werden, nach Zahlentafel 3 nur das $\frac{940}{1600} =$ rd. 0,6fache der tatsächlichen Länge zu haben brauchen, wenn man mit der beim Versuche gefundenen Bruchlast rechnet, dagegen das rd. 0,7fache, wenn man die Bruchfestigkeit des Schweißeisens mit 3300 kg/cm² einsetzt.

Es war bereits erwähnt worden, daß man sich allenfalls von Quernähten beim Schweißeisen Vorteile versprechen durfte. Deshalb wurden die Probekörper Gruppe 3 nur mit einer reinen Quernaht ausgestattet. Der Bruch der Probekörper erfolgte in der Naht; indessen zeigten sich im Schweißeisen längs der Naht bereits tiefe Anbrüche. Nach Zahlentafel 3 betrug die Scherspannung im Schweißeisen 1550 kg; man sieht hieraus, daß auch bei der Quernaht die Scherspannung im Schweißeisen beim Bruch schwerlich nennenswert von 1600 kg/cm² abgewichen wäre. Die Erfassung einer größeren Anzahl von Fasern des Schweißeisens mag günstig sein; sie wird aber anscheinend durch die ungünstige Beanspruchung der Quernaht wieder aufgehoben, so daß praktisch kein Vorteil herauskommt.

An den Versuchen Gruppe 4 ist bemerkenswert, daß gegenüber Gruppe 2 die Bruchlast für den gleichen Schweißeisenquerschnitt um 3320 kg höher lag. Dies ist jedenfalls auf die gleichmäßigere Kraftübertragung und die geringere Exzentrizitätswirkung bei Gruppe 4 zurückzuführen.

Gelegentlich legten die Scherbrüche im Schweißeisen solche Stellen bloß, die in sich nicht einwandfrei verschweißt waren, bei denen vielmehr ein ausgewalzter Schlackeneinschluß eine blätterige, den Zusammenhang mindernde Zwischenlage gebildet hat. Ein merklicher Einfluß dieser Stellen auf die Bruchlast wurde indessen nicht festgestellt.

Alles in allem bieten die Versuche, so lückenhaft sie zunächst noch sein mögen, doch schon einige brauchbare Anhaltspunkte für die Bemessung der Schweißnähte bei der Anschweißung neuer Konstruktionsglieder an Schweißeisenkonstruktionen. Gebauer.

Die Prüfung der Schweißer bei geschweißten Stahlhochbauten.

Von Ing. **H. Hornauer**, Zwickau.

Zu Beginn des vergangenen Jahres wurden vom „Fachausschuß für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure" die „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" veröffentlicht. Die als Entwurf gedachten Richtlinien wurden seitens der Industrie und der Behörden lebhaft begrüßt und haben bestimmt mit dazu beigetragen, die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau zu fördern. Nach etwa einem halben Jahre wurde dieser Entwurf in etwas geänderter Form durch das „Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt" unter Ziffer II. 6200. h/24. 6. vom 10. Juli 1930 auf dem Verordnungswege als „Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten" herausgebracht[1]).

Neben den allgemeinen Bestimmungen und Berechnungsgrundlagen enthält der Erlaß die Vorschriften über die „Prüfung und Abnahme" der geschweißten Bauten. Die Vorschriften unterscheiden zwei Arten der Prüfung, nämlich die Prüfung der Schweißer und die Güteprüfung der Schweißungen.

Die Anwendung der Vorschriften über die Prüfung der Schweißer stößt nun in der Praxis auf manche Schwierigkeiten, die eine genaue Nachprüfung und Änderung der Vorschriften, d. h. der betreffenden Sätze, notwendig erscheinen lassen.

Zwecks weiterer Erörterung sei eine wörtliche Wiedergabe des betreffenden Abschnittes gegeben.

III. Prüfung und Abnahme.

1. Prüfung der Schweißer.

Die Prüfung soll die Fähigkeit der am Bau beschäftigten Schweißer nachweisen. Die Probeschweißung soll mit demselben Schweißdraht und möglichst auch mit derselben Maschinen- bzw. Geräteart erfolgen, die der Hersteller bei der Ausführung der Bauteile verwendet. Es ist folgende Prüfung zu verlangen:

Kehlschweißung.

Es werden zwei Längsbleche genau senkrecht (!) übereinander an ein Querblech angeschweißt, so daß im Querschnitt eine Kreuzform entsteht (Abb. 1). Die Schweißnähte sind quer zur Walzrichtung zu legen. Die Länge des Stabkreuzes beträgt etwa 300 mm plus Blechdicke s.

Die dem Schweißer vorgeschriebene Nahtdicke a soll 0,6 mal Blechdicke s sein (!). Die an das Querblech anzuschweißenden beiden Längsbleche sind in ihrer Breite etwa 20 mm geringer als das Querblech zu wählen, so daß an den beiden zurückstehenden Stirnenden die Heftung erfolgen kann. Anfang und Ende der Schweißnaht bleiben beim Herausschneiden der Streifenkreuze außer acht. Von den vier Kehlnähten sind zwei — 1 und 2 — in waagerechter Richtung, und zwar bei lotrechter und waagerechter Lage der Bleche, und zwei — 3 und 4 — in lotrechter Richtung zu schweißen.

Aus diesem kreuzförmig verschweißten Blechgebilde werden drei Streifenkreuze von je etwa 35 mm Breite kalt herausgeschnitten und in der Prüfmaschine in Richtung W-W zerrissen. Hierbei muß die Bruch-

[1]) vgl. Heft 20; Jahrg. 1930, S. 235.

Zahlentafel.

Lfd. Nr.	Be-zeich-nung	Abmessungen der Proben: Blech-stärke s cm	Naht-länge l cm	Naht-dicke a cm	Fläche des Werk-stoffes F_w cm²	Fläche der Nähte F cm²	Bruch-last kg	Bruch-Spannung im Werk-stoff kg/cm²	Bruch-Spannung in den Nähten kg/cm²	Ausführung und Bruchgefüge	Schwei-ßer	Elek-trode	Eintritt der 1. sichtbaren Dehnung der Schweiße: Be-lastung kg	Eintritt der 1. sichtbaren Dehnung der Schweiße: Span-nung kg/cm²	
a	b	c	d	e	f	g	h	i	k	l	m	n	o	p	
1	2 A	1,00	3,47	0,74	3,47	5,15	11 790	—	2280	2:7	III	F	9 200	1790	
2	3 B	1,00	3,44	0,72	3,44	4,95	10 500	—	2130	3:4:5:7	II	OK6	8 900	1795	
3	3 C	1,00	3,40	0,72	3,40	4,90	11 180	—	2280	a:3:4:5	II	OK6	—	—	
4	4 C	1,00	3,50	0,70	3,50	4,93	12 000	—	2440	a:3:4:7:6	III	F	11 000	2230 ?	
5	5 A	1,00	3,66	0,60	3,66	4,39	13 330	—	3040	a:1:6	III	F	9 900	2255	
6	5 C	1,00	3,53	0,62	3,53	4,39	11 300	—	2590	a:2:6:7:8	III	F	9 980	2270	
7	6 A	1,12	3,56	0,60	3,99	4,27	8 800	—	2060	a:2:7	IV	F	—	—	
8	6 B	1,12	3,54	0,65	3,97	4,61	10 400	—	2260	a:2:4:7:8	IV	F	8 700	1885	
9	6 C	1,12	3,51	0,67	3,93	4,70	10 300	—	2190	a:2:7	IV	F	—	—	
10	8 B	1,00	3,55	0,71	3,55	5,04	11 800	—	2340	2:6	V	F	10 000	1985	
11	1 B	1,00	3,47	0,70	3,47	4,90	13 950	—	2850	1:6	I	OK6	—	—	
12	2 B	1,00	3,46	0,70	3,46	4,88	11 850	—	2400	a:2:4:6:7	III	F	9 500	1945	
13	2 C	1,00	3,47	0,70	3,47	4,90	13 350	—	2750	a:2:6:7	III	F	10 100	2060	
14	3 A	1,00	3,50	0,72	3,50	5,04	11 620	—	2320	3:4:5:7:8	II	OK6	8 200	1630 ?	
15	4 A	1,00	3,50	0,71	3,50	5,02	13 680	—	2730	a:2:4:7	III	F	10 900	2170	
16	5 B	1,00	3,58	0,60	3,58	4,40	13 350	—	3040	a:1:6:8	III	F	—	—	
17	7 C	1,05	3,53	0,66	3,71	4,67	15 100	—	3215	a:1:6:7	IV	F	11 060	2370 ?	
18	8 C	1,00	3,60	0,81	3,60	5,84	14 000	—	2398	2:5:7	V	F	—	—	
19	9 A	1,00	3,90	0,63	3,90	5,15	15 300	—	2970	2:6	IV	F	12 430	2420 !	Naht unbearbeitet
20	9 B	1,00	4,02	0,56	4,02	4,54	14 300	—	3155	a:2:4:6	IV	F	?	—	dsgl.
21	9 C	1,00	3,95	0,59	3,95	4,66	15 100	—	3240	a:1:6	IV	F	13 000	2790 ! !	dsgl.
22	8 A	1,00	3,55	0,71	3,55	5,04	14 300	4030	—		V	F			
23	7 A	1,05	3,93	0,80	4,13	6,28	17 500	4230	—		IV	F			
24	7 B	1,05	4,00	0,85	4,20	6,80	17 800	4230	—		IV	F			
25	4 B	1,00	3,47	0,72	3,47	5,00	14 150	3880	—		III	F			
26	1 A	1,00	3,48	0,80	3,48	5,57	13 700	3730	—		I	OK6			
27	1 C	1,00	3,50	0,75	3,50	5,25	14 080	3830	—		I	OK6			

Bemerkung: Die in Spalte „e" angegebene Nahtdicke ist das Mittel der Höhen der eingeschriebenen gleichschenkeligen Dreiecke der beiden zusammengehörigen zerrissenen Schweißnähte. Die in Spalte „f" angegebene Fläche des Werkstoffes ermittelt sich aus der Blechdicke und der Nahtlänge, die in Spalte „g" angegebene Fläche der Schweißnähte dagegen aus der Nahtdicke a und der doppelten Nahtlänge „$2 \cdot l$". ($F = 2 \cdot l \cdot a$.) Erklärung zu Spalte l: Es bedeuten die Ziffern: 1 feinkörniger Bruch, 2 mittelkörniger Bruch, 3 grobkörniger Bruch, 4 Oxydeinschlüsse in der Schweiße, 5 wenig eingebrannt, 6 gut eingebrannt, 7 durch Abhobeln wurde die Einbrandzone verletzt, 8 Blasen, a die überkopfgeschweißten Nähte rissen. Elektroden: OK6 (Kjellberg-Elektroden Gesellschaft m. b. H.), F (Elektroden der Firma Hummel & Merkel) für Flußstahl, beide eingehüllt.

last, bezogen auf die Einheit des unter Ziffer 2a angegebenen Querschnittes F, mindestens 30 kg/mm² ergeben. Andernfalls ist der Schweißer zurückzuweisen (!).

Kommen an einem Bauwerk Überkopfschweißungen vor, so kann verlangt werden, daß zwei Nähte des Probestückes überkopf geschweißt werden.

Der in der Vorschrift unter II, 2a angegebene Bruchquerschnitt der Naht setzt sich zusammen aus der Dicke der Schweißnaht a in cm, die bei der angewendeten Kehlnaht gleich der Höhe des eingeschriebenen gleichschenkeligen Dreiecks der Kehlnaht sein soll, und der Länge l der Schweißnaht in cm. (Abzüglich der Kraterenden, die mit je $2a$ anzusetzen sind. Die Kraterenden bleiben beim Herausschneiden der drei Streifenkreuze aus der Probeschweißung an den Abfallstücken, werden also bei der Berechnung des Bruchquerschnittes nicht mit berücksichtigt.) Die Anordnung der Schweißungen ist so getroffen, daß stets zwei waagerecht benachbarte Schweißnähte reißen. Bei der Berechnung des Bruchquerschnittes ist dann die Summe der Höhen der beiden einbeschriebenen Dreiecke zu nehmen.

Abb. 1. Probestabform.

Die nach der Vorschrift geforderte Bruchfestigkeit von mindestens 30 kg/mm² wird aber in den seltensten Fällen erreicht, weil die Ausführung der Schweißung in Wirklichkeit anders ausläuft, als theoretisch angenommen ist.

Die in der Zahlentafel zusammengestellten Werte ergaben sich bei Schweißerprüfungen, die anläßlich einer Verstärkungsarbeit an einer stählernen Fachwerksbrücke vorgenommen wurden. Die untersuchten Streifenkreuze stammten aus Probeschweißungen, die ohne Ausnahme an der Baustelle unter Aufsicht der zuständigen Behörde und des Sachverständigen von den Schweißern hergestellt wurden. Das Zerreißen der Kreuze geschah mit einer 30-t-Universalmaschine, Bauart Losenhausenwerke. Da bei den Arbeiten am Bau viele Überkopfschweißungen vorkommen, wurden der Vorschrift gemäß die Nähte 3 und 4 überkopf geschweißt.

Die Zahlentafel läßt erkennen, daß von 27 verschiedenen Streifenkreuzen gerade 5 Stück die vorgeschriebene Festigkeit von 30 kg/mm² erreichten, bzw. überschritten. Weitere 6 Streifenkreuze scheiden bei dieser Bewertung aus, da sie nicht in der Schweiße, sondern im Werkstoff rissen. Die Auswertung dieser Schweißungen erfolgt weiter unten. Die 27 Streifenkreuze wurden von 5 Schweißern (I bis V) angefertigt.

Der Schweißer III hatte eine Schweißpraxis von nahezu 17 Jahren bei ersten Firmen hinter sich. Kurze Zeit vor der angeführten Prüfung hatte er längere Zeit als Elektroschweißer an Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn erfolgreich gearbeitet. Bei vorliegender Untersuchung wiesen seine ersten Schweißungen (2A, 2B, 2C) eine mittlere Bruchfestigkeit von 24,77 kg/mm² auf, also rund 82,5 % der geforderten. Den Vorschriften gemäß mußte deshalb der Schweißer zurückgewiesen werden. Nur auf starkes Drängen des Bauunternehmers hin ließ die kontrollierende Behörde eine weitere Probeschweißung zu. Bei dieser wurde eine mittlere Bruchfestigkeit von 27,57 kg/mm² erreicht, das sind rund 92 % der Forderung. Die Proben der ersten Schweißung rissen in der überkopfgeschweißten Naht und zeigten alle einen mittelkörnigen Bruch bei guter Einbrennung. Die Proben der zweiten Schweißung (4A, 4C) zeigten bei gleichfalls guter Einbrennung etwas gröberen Bruch. Das Streifenkreuz 4B riß nicht in der Naht, sondern im Werkstoff (Materialfehler). Im Augenblick des Zerreißens des Werkstoffes betrug die Spannung in den überkopfgeschweißten Nähten 28,3 kg/mm² und zeigte noch keine sichtbare Dehnung der Schweißnähte, die stets dem Bruche vorausgeht. Aus diesem Grunde wurde angenommen, daß die Schweißung bei etwa 30 kg/mm² gerissen wäre. Dieser Wert ist zur Ermittlung der mittleren Bruchfestigkeit verwendet worden.

Derselbe Schweißer nahm später noch eine dritte Probeschweißung vor (5A, 5B, 5C), die eine mittlere Bruchfestigkeit von 28,90 kg/mm² erreichte. Diese Proben besaßen feinkörniges Bruchgefüge und waren sehr gut eingebrannt, einige kleine Blasen zeigten keinen großen Einfluß.

Die Ergebnisse der Probeschweißungen 1 A, 1 B und 1 C, bei denen nur ein Streifenkreuz in der Schweiße riß, gaben Veranlassung, die Schweißnähte durch Abhobeln auf geringere Abmessungen zu bringen. Die Schweißer hatten die Anweisung, die Höhe der Schweißnähte gleich dem 0,6-fachen der Blechstärke aufzulegen, ein Wert, der auch bei den Normalnähten annähernd erreicht wurde. Dagegen war die Naht der überkopf geschweißten Stellen durchweg um 1 bis 2 mm stärker. Die Überschlagsrechnung ergab, daß in diesen Fällen der Werkstoff (St 37.21) und nicht die Schweißnaht reißen mußte, wobei angenommen wurde, daß die Güte der Überkopfnähte mit 85 % der Normalnähte anzusetzen ist.

Es wird wohl in den seltensten Fällen vorkommen, daß die am Bau aufgelegten Schweißnähte genau gleichschenkelig sind, meist neigt der Schweißer dazu, eine etwas „verlängerte" oder „verkürzte" Kehlnaht zu legen.

Aus diesen Gründen wurden die Kehlnähte abgehobelt, so daß die Höhe des sich ergebenden gleichschenkeligen Dreiecks etwa 0,6 bis 0,65 der Blechstärke s wurde. Dadurch wurde erreicht, daß die Probeschweißungen 2 bis 6 — mit Ausnahme von 4 B, welche infolge Materialfehlers der Werkstoff riß — in den Kehlnähten rissen und somit ein wirkliches Bild der Schweißnahtgüte abgaben. Leider wurde durch diesen Behelf ein anderes Übel in Kauf genommen. Durch das Abhobeln wurde die eingebrannte Zone, also die kleine Rille am Rande der Naht, neben welcher der innigste Zusammenhang zwischen Schweiße und Werkstoff besteht, beschädigt, manchmal sogar ganz zerstört. Dieses Übel machte sich bei allen Proben bemerkbar, deren Festigkeit unter 23 kg/mm² liegt. Die geringe Festigkeit ist in solchen Fällen leicht erklärlich. In der eingebrannten Zone ist der Zusammenhang zwischen Schweiße und Werkstoff am größten, weiter nach dem Scheitel des Nahtdreiecks zu „klebt" die Schweißung nur und dient nicht zur Kraftübertragung.

Fragt man sich weiter, welche Ursachen dazu beitragen können, die Festigkeitswerte der an sich guten Schweißungen so zu vermindern, daß die vorgeschriebenen 30 kg/mm² kaum erreicht wurden, so muß man auf die wirklich vorhandenen Spannungen eingehen. Den Vorschriften liegt die Annahme zugrunde, daß die Kehlnähte auf reine Abscherung beansprucht werden.

Es ist m. E. nicht angängig, bei den Schweißungen — seien es Stirn- oder Flankennähte — nur von einer Beanspruchungsart zu sprechen, zumal wenn die zusammengehörigen Schweißnähte nicht genau symmetrisch angeordnet und ausgeführt sind. Stets wird in den zusammengehörigen Nähten eine zusätzliche Beanspruchung hinzukommen. Bei den betrachteten Probeschweißungen wird stets in den Nähten außer der Zug- oder Scherbeanspruchung noch eine Biegungsbeanspruchung, hervorgerufen durch die Exzentrizität der Kraftrichtung gegenüber der Schwerpunktsachse der Schweißnähte, auftreten. Bei unrichtigem Zusammenfügen der Längsbleche ist — wie weiter unten noch angegeben — sogar eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung denkbar.

Überkopf geschweißte Nähte rissen

Lfd.Nr. 3 4 5 6 7! 8 9 12! 13 15 16 17 20 21

18 10 14 11 19 1 2

Abb. 2. Darstellung der Bruchformen in den Schweißungen.

Anderweitige neue Versuche haben ergeben, daß bei den Stirnnähten die Last gleichmäßig verteilt in der Halbierungsebene des Winkels angreift, den die beiden Bleche miteinander bilden. Normalerweise muß dann der Bruch in diesem Querschnitt erfolgen. In Abb. 2 sind die Bruchformen von 21 untersuchten Streifenkreuzen schematisch angegeben. 3 Streifenkreuze rissen an den Haftflächen der zusammengehörigen Nähte. In 6 Fällen riß eine Naht an einer parallel zur Kraftrichtung liegenden Haftfläche, wobei die andere Naht mit geringen Abweichungen den normalen Bruch aufwies. Bei 10 Streifenkreuzen bildete sich der Bruch fast normal in der Winkelhalbierungsebene aus. Insgesamt rissen von den 21 Streifen 5 in der Normalnaht, die übrigen durchweg in der Überkopfschweißung. Zwei Proben (6 A und 2 B) zeigten in einer Überkopfnaht gleichzeitig zwei Brüche, so daß im Augenblick des Zerreißens ein prismatisches Nahtstück abfiel.

Bei den Schweißungen Nr. 2 bis 9 war zu beobachten, daß erst die längs der Kraftebene gelegene Haftnaht riß; bei den Streifen 4 bis 9 riß kurz danach der normale Bruch in der anderen Naht. Die Streifenkreuze 2 und 3 wiesen den ersten Nahtbruch an einer parallel zur Kraftebene gelegenen Haftfläche auf. Die andere Naht riß dagegen an der senkrecht zur Kraftebene gelegenen Haftfläche. Es war klar zu sehen, daß diese Nähte sehr schlecht geschweißt waren: neben starken Oxydeinschlüssen und Blasen war der Einbrand ungenügend. Das zur gleichen Schweißung gehörige dritte Streifenkreuz (Nr. 14) hatte dieselben Fehler. Man könnte hierbei anführen, daß die Fehler durch Verwendung anderer Elektroden bedingt sind. Da mit diesen Elektroden wenig Versuchswerte vorliegen, muß von einer Beurteilung abgesehen werden.

Die verschiedenartig gelagerten Bruchstellen beweisen, daß bei den vorliegenden Prüfungen keinesfalls reine Zug- oder Scherbeanspruchung auftrat.

In den Vorschriften wird verlangt, daß die beiden Längsbleche genau senkrecht auf das Querblech aufzuschweißen sind. Selbstverständlich müssen die Bleche genau senkrecht angebracht werden, damit die Schwerachse der gesamten Bleche mit der Kraftrichtung der Zerreißmaschine zusammenfällt. Andernfalls kommt eine exzentrische Zugbeanspruchung in das System, die so groß sein kann, daß die Längsbleche beträchtlich verbogen werden. Das unrichtige Aufsetzen kann aber doch in zwei verschiedenen Arten geschehen: a) die Schwerlinien der beiden Längsbleche bilden nach der Schweißung einen von 180 Grad abweichenden Winkel, und b) die Längsbleche sind genau senkrecht aufgeschweißt, ihre Schwerlinien sind aber parallel zueinander verschoben. In einem sehr anschaulichen Falle (Nr. 10) betrug die Parallelverschiebung etwa 3 mm. Die Folge war, daß bei sonst sehr guter Schweißung die Festigkeit 22 % unter der gestellten Bedingung lag. Die Verbiegung der beiden Längsbleche betrug nach dem Zerreißen etwa 5 Grad. Die beim Bruche von der Maschine angezeigte Belastung (11 800 kg) war zum großen Teil für die Verbiegung notwendig, so daß der Anteil, der auf die beiden Bruchquerschnitte der Schweißung entfällt, bedeutend geringer war. Folglich wäre bestimmt eine höhere Festigkeit der Schweißung erreicht worden.

Nimmt man zu b) einen Sonderfall an, daß die Parallelverschiebung der Bleche an den Längskanten verschieden stark ausgefallen ist, so kann beim Zerreißen je nach der Maschinenart noch eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung auftreten.

Zu diesen Ausführungen kann man den Einwand erheben: Diese Prüfung soll ja die Zuverlässigkeit des Schweißers prüfen, wenn der Schweißer wirklich zuverlässig arbeitet, dann müssen die angegebenen Nebenerscheinungen verschwinden. Genau genommen, stimmt dieser Einwand. Ist aber die bei dieser Prüfung verlangte Genauigkeit nicht etwas übertrieben?

In Wirklichkeit wird doch bei der Berechnung der Konstruktionen ein Sicherheitskoeffizient für Schweißungen benutzt, wobei die zulässige Beanspruchung der Schweißnähte etwa $^1/_4$ der Bruchbeanspruchung beträgt. Weiterhin wird in der Praxis vielfach die berechnete Nahtlänge bedeutend vergrößert, weil zur Verhütung des Eindringens von Feuchtigkeit die Nähte auf der ganzen Berührungs- oder Überlappungslänge verschweißt werden. Bei großen Konstruktionen kommt es weiter auf eine etwaige Verschiebung der Schwerlinien um 1 oder 2 mm nicht an.

Aus diesen Gründen sollte m. E. ein anderes Prüfverfahren eingeführt werden. Mindestens müßten die zur Probe geschweißten Nähte so gelegt werden, daß mit nur einer Beanspruchung gerechnet werden kann.

Bei weiterer Verwendung der in den Vorschriften verlangten Prüfung wäre es angebracht, bei der Festlegung der Bruchfestigkeit nicht den nach den Vorschriften zu berechnenden Querschnitt ($F = a \cdot l$), sondern den wirklichen Bruchquerschnitt der Schweißnähte zugrunde zu legen. Dabei müßte natürlich verlangt werden, daß der Bruch nahezu in die Winkelhalbierungsebene fällt. Anderenfalls müßte die zu erreichende Festigkeit den beim Versuch aufgetretenen Beanspruchungen angepaßt und festgelegt werden. Zweckdienlich wäre es, wenn dem Schweißer die höchstzulässige Schenkellänge und nicht die beim Schweißen kaum zu messende Höhe des gleichschenkeligen einbeschriebenen Dreiecks angegeben würde. In diesem Falle kann sich der Schweißer die Schenkellänge an den zu schweißenden Stücken anzeichnen und die Naht leicht nach außen gewölbt legen. Die Schenkellänge ist dann so zu wählen, daß ein wirkliches Zerreißen der Schweißnähte erfolgt.

Zusammenfassung.

Die praktische Anwendung der Vorschriften über die „Schweißerprüfung" — Prüfung auf Zuverlässigkeit — stößt die Annahme reiner Zug- oder Scherbeanspruchung in den Schweißnähten um. Somit ist auch die Bedingung, mindestens 30 kg/mm² Bruchfestigkeit der Schweiße zu verlangen, reformbedürftig. Bei Beibehalt dieser Prüfungsvorschriften wird vorgeschlagen, zur Berechnung der Bruchfestigkeit den wirklichen Bruchquerschnitt zu benutzen. Fällt der Bruch außerhalb der Winkelhalbierungsebene, so müssen je nach der aufgetretenen Beanspruchungsart andere Beanspruchungsgrenzen festgelegt werden. — Besser wäre es, eine andere Schweißart zu bestimmen, bei der nur eine Beanspruchungsart auftreten kann.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 17. April 1931 | Heft 8

Versuche über die Abscher- und Lochleibungsfestigkeit von Nietverbindungen.

Von Prof. H. Kayser, Darmstadt.

I. Veranlassung und Ziel der Versuche.

Obwohl die Bauglieder von Stahlkonstruktionen seit über 100 Jahren durch Vernietung verbunden werden und die seitherige Berechnungsart dieser Nietverbindungen sich in der Praxis durchaus bewährt hat, weiß man über die inneren Vorgänge bei der Beanspruchung von Nietverbindungen, über die örtlichen Spannungen und Dehnungen noch sehr wenig. Man könnte sich auf den Standpunkt stellen, daß, da die seitherigen mehr empirischen Berechnungsmethoden ausreichten, gegenwärtig keine Veranlassung besteht, sich mit diesen Problemen eingehender zu befassen. Diese Ansicht ist jedoch falsch. Denn einmal ist es notwendig, wenn man die Unzulänglichkeit eines gebräuchlichen Berechnungsverfahrens erkannt hat, schon aus rein wissenschaftlichem Interesse die auftretenden Fragen und Zweifel zu beseitigen. Anderseits macht es die in den letzten Jahren erfolgte Einführung hochwertiger Stahlsorten mit den hohen zulässigen Beanspruchungen der Bauglieder wie auch der Nietverbindungen notwendig, die hinsichtlich der Spannungs- und Kräfteverteilung sowie der Sicherheitsgrade aufgetauchten Bedenken auf ihre Berechtigung hin zu prüfen. Auch bei älteren Brücken, deren Bauteile oft infolge Erhöhung der Verkehrslasten wesentlich stärker beansprucht sind als zur Zeit der Erbauung, ist die tiefere Erkenntnis über die Spannungsvorgänge in den Nietverbindungen von größter Wichtigkeit. Wissenschaft und Praxis haben somit an der Klärung dieser Fragen, die mit der Festlegung der zulässigen Abscherspannungen und des zulässigen Lochleibungsdruckes zusammenhängen, ein gleich großes Interesse.

Durch die „Vorschriften für Eisenbauwerke" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (BE 1925) ist festgelegt, daß bei Nieten in Stahlkonstruktionen die zulässige Abscherbeanspruchung gleich dem 0,8fachen, die zulässige Lochleibungsbeanspruchung gleich dem 2,5fachen Wert der für die betreffende Stahlsorte zugelassenen Zug- und Biegungsspannung zu setzen ist. Diese Bestimmung ist insofern bemerkenswert, als damit die zulässige Lochleibungsbeanspruchung von Stahlnieten vom 2,0fachen (vgl. vorläufige Fassung der BE von 1922) auf das 2,5fache der zulässigen Normalbeanspruchung erhöht wurde. Man darf dabei nicht übersehen, daß der 2,5fache Wert der zulässigen Spannung bei den derzeitigen Stahlsorten und den festgesetzten Grenzen für die Nutzbeanspruchung weit über die normale Fließgrenze des Zugversuches hinausgeht und sich stark der Bruchgrenze nähert. Zum Beispiel ist bei St 37:

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul} = 2{,}5 \cdot 1400 = 3500 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_B = 3700 \text{ kg/cm}^2.$$

Natürlich ist demgegenüber zu bemerken, daß die nach dem üblichen Verfahren ermittelte Lochleibungsbeanspruchung nur ein ideeller Rechnungswert ist und sicherlich mit den wirklichen Spannungen, über deren Größe und Verteilung keine Klarheit besteht, nicht übereinstimmen wird.

Da von manchen Seiten ernstliche Bedenken gegen diese Milderung der Vorschriften, die in der Erhöhung der zulässigen Lochleibungsbeanspruchung vom 2,0- auf den 2,5fachen Wert der normalen zulässigen Spannung liegt, erhoben wurden, veranlaßte die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Zusammenwirken mit den Laboratorien der Hochschulen München, Dresden und Karlsruhe die Durchführung bestimmter Versuche zur Nachprüfung dieser Bestimmung. Der in der „Bautechnik" 1927, S. 668 ff., von Reichsbahnoberrat Weidmann, München, veröffentlichte Versuchsbericht[1]) kommt zu der Schlußfolgerung, daß „der von der Deutschen Reichsbahn zugelassene Lochleibungsdruck von $\sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul}$ gerechtfertigt ist, da die Lochleibungsfestigkeit, also der Beginn des Fließens bedeutend höher liegt".

[1]) Vgl. auch Findeisen, Versuche über Lochleibungsdruck. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien, 1928.

Diese Versuche wurden an Probestücken mit nur einem Niet durchgeführt. Die unumschränkte Anwendung der Ergebnisse, welche die Unterlagen zu vorstehender Folgerung abgaben, war jedoch nicht möglich, weil mit Recht Bedenken laut wurden, ob sich diese Ergebnisse aus einer Verbindung mit einem Niet ohne weiteres auf Verbindungen mit mehreren Nieten übertragen lassen. Auch mußte geprüft werden, ob bei mehreren Nieten der Abstand dieser Niete auf die Festigkeitsverhältnisse der Verbindung von wesentlichem Einfluß sein würde. Zudem waren die vorbezeichneten Versuche auf Probestäbe aus St 37 und St 48 beschränkt und nur auf Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit abgestellt. Es bestand daher das Bedürfnis, das Verhalten einer der Ausführung in der Praxis mehr entsprechenden Verbindung mit drei Nieten, bei verschiedener Nietteilung und verschiedenen Stahlsorten zu untersuchen; zudem sollten die Versuche bei ruhender Belastung (Zugbelastung) und bei wiederholter Wechselbelastung (Zug- und Druckbelastung) durchgeführt werden. Der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, beauftragte im Einvernehmen mit der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft den Berichterstatter, Versuche zur Klärung dieser Fragen unter der Wirkung ruhender Belastung im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt anzustellen, während die Versuche mit Wechselbelastung in Stuttgart zur Ausführung gelangen.

II. Versuchsprogramm und Anordnung.

Nach den für die Versuchsdurchführung getroffenen Vereinbarungen sollte der Beginn des Gleitens, des Fließens und der Bruchbelastung festgestellt werden. Die Belastung sollte in jeder Laststufe einmalig erfolgen und stetig ansteigen. Ergänzt wurde dieses Versuchsprogramm noch dadurch, daß eine Anzahl von Stäben bis zur $1^1/_2$fachen Nutzbelastung mehrmals (10- bis 20mal) überlastet wurde; es galt, die bei diesen mehrmaligen Belastungen eintretenden bleibenden Dehnungen zu ermitteln. Die Bewegungen der Niete sollten durch Feinmessungen an möglichst vielen Meßpunkten — mindestens 12 — festgestellt werden. Die Auswahl und Anbringung der Apparate war dem Laboratorium überlassen.

Abb. 1. Ausbildung der Versuchsstäbe.

Für die Probestäbe wurde eine Form gemäß Abb. 1 gewählt. Wie bereits betont, waren die Verbindungslaschen auf jeder Seite mit drei Nieten angeschlossen. Auch wurden (in Abänderung der Ausbildung der Versuchsstäbe bei früheren Versuchen) die Zwischenbleche breiter aus-

geführt, so daß ihre Form derjenigen der Knotenbleche von Fachwerkkonstruktionen nahekommt. Der Nietdurchmesser wurde zu 17 mm gewählt. Der Nietabstand ist auf beiden Seiten verschieden, und zwar gleich dem in den Reichsbahnvorschriften angegebenen Grenzwert von $3{,}5 \cdot d = 60$ mm auf der einen und $7 \cdot d = 120$ mm auf der anderen Seite; der Randabstand in der Kraftrichtung beträgt $2 \cdot d = 35$ mm. Die Dicke der Zwischenbleche wurde zu 6 bzw. 12 mm gewählt, so daß beim Zerreißversuch die Zerstörung der ersten Gruppe durch Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit, diejenige der zweiten Gruppe durch Abscheren zu erwarten war. Die Kopfstücke, mit denen die Stäbe in die Maschine eingebaut wurden, waren zum Auswechseln mit den eigentlichen Versuchsstäben durch konische Bolzen verschraubt; es genügte daher ein Satz solcher Kopfplatten für alle Versuchsstäbe. Die Versuchsstäbe wurden in St 37 und St 52 je dreifach hergestellt; die Niete waren jeweils aus dem gleichen Baustoff wie die Stäbe und mit dem Preßlufthammer von Hand geschlagen.

Nach Baustoff und Blechdicke lassen sich die zum Versuch verwendeten Stäbe in vier Gruppen einteilen, für welche die nachstehenden Abkürzungen als Kennzeichen eingeführt werden:

Baustoff	St 37	St 52
gefährdet auf Lochleibung . .	Gruppe 37/*l*	Gruppe 52/*l*
gefährdet auf Abscheren . . .	Gruppe 37/*a*	Gruppe 52/*a*

Die Versuche wurden auf einer 300 t-Prüfmaschine, Bauart MAN, durchgeführt. Im Bereich niedriger Laststufen, in welchem nur geringe Bewegungen zu erwarten waren, erfolgte die Messung dieser Verschiebungen mit Huggenbergerschen Dehnungsmessern (Tensometer) mit einem Übersetzungsverhältnis von etwa 1 : 1000. Das Auftreten größerer Formänderungen bei höheren Lasten wurde aus den Anzeigen der Maschinenmanometer ermittelt.

um Baustoff normaler Qualität, für die Stäbe jeder Gruppe dem Material einer Charge entnommen, so daß größtmögliche Gleichmäßigkeit angenommen werden konnte. Die Materialuntersuchung der Zwischenbleche, auf deren Verhalten bei Lochleibungszerstörung es in erster Linie ankam,

Abb. 2. Abb. 3.
Anordnung der Meßstellen.

sowie der Niete ergab die in den nebenstehenden Tafeln I bis III zusammengestellten Werte.

Kritisiert man diese Versuchsergebnisse unter Zugrundelegung der einschlägigen Reichsbahnbestimmungen[1]), so ist folgendes zu bemerken:

Abb. 4. Versuchsanordnung I (von vorn gesehen).

Abb. 5. Versuchsanordnung II (von der Seite gesehen).

Abb. 6. Die Meßinstrumente „Tensometer Huggenberger".

Die 12 Meßstellen für die Feinmessungen wurden nach Anordnung I und II gewählt (Abb. 2 u. 3). Von der bei den ersten Versuchen verwendeten Anordnung I ging man zur Anordnung II über, da im ersteren Falle die Meßergebnisse die der Größe nach unbekannten Formänderungen der Laschen enthielten und deshalb zur Feststellung der gesuchten Verschiebungsgrößen weniger zweckmäßig schienen als die Ergebnisse der Anordnung II. Auffällige Unterschiede haben sich jedoch nicht gezeigt. Einzelheiten der Meßinstrumente und der Versuchsanordnung sind aus den Abb. 4, 5 u. 6 zu ersehen.

III. Versuchsdurchführung und Ergebnisse.

Um die Hauptversuche richtig auswerten zu können, war die Kenntnis der Materialeigenschaften der Probestäbe notwendig. Nach Angabe der Herstellerfirma der Versuchsstäbe handelte es sich bei Blechen wie Nieten

Zu Tafel I. Die Stäbe der Gruppen 37/*l* und 52/*a* erfüllten die Bedingungen. Die Stäbe der Gruppe 37/*a* erzielten eine unzureichende Bruchgrenze (vorhanden $\sigma_B = 3620$ kg/cm²; gefordert $\sigma_B \geqq 3700$ kg/cm²), diejenigen der Gruppe 52/*l* eine unzureichende Dehnung (vorhanden $\delta_{10} = 18{,}7\,\%$; gefordert $\delta_{10} \geqq 20\,\%$). Die Unterschreitung der vorgeschriebenen Grenzwerte ist jedoch gering, wobei noch darauf hinzuweisen ist, daß es sich bei dem verwendeten St 52 um Material aus dem Sommer 1928 handelt, also einer Zeit, wo dieser Stahl noch nicht die heute erreichte Qualität besaß.

[1]) Für St 37: Vorläufige Fertigungsvorschriften für Stahlbauwerke (Fassung vom 26. April 1926, 3. Aufl.). — Für St 52: Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl 52 (Fassung vom 6. Juni 1929).

Tafel I.

Festigkeitswerte der Bleche.

a) Zerreißproben.

Gruppe	Stab Nr.	Breite cm	Dicke cm	Querschnitt cm²	Streckgrenze kg	Streckgrenze kg/cm²	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Bruchdehnung %	Bemerkungen
37/*l*	1	2,385	0,616	1,47	4 230	2880	5 730	3900	30,7	langer Proportionalstab
	2	2,387	0,610	1,46	4 200	2880	5 730	3920	25,7	
	3	2,377	0,615	1,46	4 150	2840	5 740	3930	28,2	
					im Mittel:	2870		3920	28,2	
37/*a*	4	2,640	1,210	3.19	9 000	2910	11 500	3610	26,1	langer Normalstab
	5	2,650	1,205	3,19	9 760	3060	11 500	3610	27,8	
	6	2,647	1,212	3,21	9 500	2960	11 680	3640	27,0	
					im Mittel:	2980		3620	27,0	
52/*l*	7	2,365	0,633	1,50	6 350	4230	8 840	5890	19,1	langer Proportionalstab
	8	2,368	0,638	1,51	6 200	4110	9 000	5960	18,5	
	9	2,357	0,638	1,50	6 100	4070	8 800	5870	18,5	
					im Mittel:	4140		5910	18,7	
52/*a*	10	2,500	1,208	3,02	11 000	3310	18 880	6250	18,5	langer Normalstab
	11	2,520	1,195	3,02	12 000	3980	18 490	6120	21,5	
	12	2,510	1,200	3,02	12 000	3970	19 440	6440	19,2	
					im Mittel:	3750		6270	19,7	

b) Faltproben.

Die Faltversuche bei sämtlichen Proben genügten den Bedingungen derart, daß bei Falten bis 180° keine Anrisse auf der Zugseite auftraten.

Tafel II.

Festigkeitswerte des Nietstahles.

a) Zerreißproben.

Material	Stab Nr	Durchmesser cm	Querschnitt cm²	Streckgrenze kg	Streckgrenze kg/cm²	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Bruchdehnung %	Bemerkungen
St 34	1	1,00	0,785	3700	4710	4010	5110	27,4	zylindrische Stablänge 32 mm
	2	1,00	0,785	2600	3310	3450	4400	36,0	
	3	1,00	0,785	2650	3380	3320	4230	36,0	
	4	1,00	0,785	2900	3700	3460	4400	28,9	zylindrische Stablänge 45 mm
	5	1,00	0,785	2420	3080	3120	3980	35,6	
	6	1,00	0,785	2860	3660	3520	4480	33,4	
			im Mittel:		3640		4430	32,9	
St 52	7	1,00	0,785	Versuchsstäbchen ausgerissen					zylindrische Stablänge 32 mm
	8	1,00	0,785	3500	4460	5500	7000	16,3	
	9	1,00	0,785	4000	5100	6560	8380	10,0	
	10	1,00	0,785	3500	4460	6100	7770	—	zylindrische Stablänge 45 mm
	11	1,00	0,785	3500	4460	6910	8800	16,3	
	12	1,00	0,785	3000	3820	5720	7300	14,0	
			im Mittel:		4460		7850	14,2	

Tafel III.

b) Scherproben.

Material	Stab Nr.	Durchmesser cm	Scherfläche*) cm²	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Bemerkungen
St 34	1	0,80	1,00	3350	3350	kurze Niete für 6 mm dicke Bleche
	2	0,80	1,00	3440	3440	
	3	0,80	1,00	3370	3370	
	4	0,80	1,00	3340	3340	lange Niete für 12 mm dicke Bleche
	5	0,80	1,00	3530	3530	
	6	0,80	1,00	3510	3510	
		im Mittel:			3420	
St 52	7	0,80	1,00	4510	4510	kurze Niete für 6 mm dicke Bleche
	8	0,60	0,565	2440	4320	
	9	0,60	0,565	2510	4450	
	10	0,80	1,00	4280	4280	lange Niete für 12 mm dicke Bleche
	11	0,60	0,565	2340	4150	
	12	0,60	0,565	2500	4420	
		im Mittel:			4360	

*) Der Abscherversuch wird natürlich für zweischnittige Beanspruchung durchgeführt; die Scherfläche ist also: $F_s = 2\,\pi \cdot \frac{d^2}{4}$.

Zu Tafel II. Die Abmessungen der Niete, aus denen die Versuchsstäbe hergestellt wurden, bedingten Probestäbchen, welche den Proportionalstäben gemäß DIN 1000 nicht entsprachen. Die Werte der Spalte: „Bruchdehnung" sind deshalb mit den üblichen Materialforderungen nicht ohne weiteres vergleichbar. Es läßt sich aber aus den Ergebnissen klar folgern, daß der Nietstahl St 34 bedingungsgemäß ist, während der Nietstahl St 52 eine sehr hohe Bruchgrenze bei zu geringer Dehnung aufweist (vorhanden $\delta = 14{,}2\,\%$; gefordert $\delta \geqq 20\,\%$).

Zu Tafel III. Die Abscherversuche für den Nietstahl liefern bei beiden Stahlsorten genügende Ergebnisse, da für Niete aus St 34 eine Scherfestigkeit zwischen 2500 und 3600 kg/cm² (vorhanden $\sigma_a = 3420$ kg/cm²), für Niete aus St 52 eine solche zwischen 3600 und 4800 kg/cm² (vorhanden $\sigma_a = 4360$ kg/cm²) gefordert wurde.

Zusammenfassend ist als Ergebnis dieser Vorversuche zur Feststellung der Materialeigenschaften zu sagen, daß das Material der Bleche bei beiden Stahlsorten und der Niete aus St 34 im großen und ganzen den normalen Bedingungen genügte. Die kritisierten Mängel bei Nietstahl der Qualität St 52 haben sich auch bei anderen Versuchen gezeigt und bekanntlich im Juni 1930 zu einem Erlaß der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Anlaß gegeben, demzufolge für Bauwerke aus St 52 künftig ein Nietstahl St 44 (Bruchgrenze 44 bis 52 kg/mm²; Dehnung 23 %; Scherfestigkeit 32 bis 44 kg/mm²) Verwendung finden soll.

Nunmehr konnten die Hauptversuche durchgeführt werden. Über die gewählte Anordnung ist alles Nähere bereits unter II. beschrieben.

Die hohe Empfindlichkeit der Feinmeßinstrumente (Tensometer Huggenberger) gestattete die Verwendung derselben nur innerhalb sehr tief liegender Grenzen. Bei einer größeren Anzahl von Versuchsstäben wurden diese Feinmessungen auf der Seite der engen und weiten Nietteilung durchgeführt. Die Ergebnisse waren bei Stäben gleicher Art zwar abweichend, aber doch von einer gleichartigen Tendenz, so daß es ausreichend erscheint, von jeder Gruppe ein typisches Beispiel wiederzugeben. Durchweg zeigte es sich, daß bei den Nieten auf der Seite der engen Teilung größere Bewegungen bei bestimmten Laststufen auftraten als bei den Nieten mit weiter Teilung unter der Wirkung gleich großer Laststufen.

Analog früheren Veröffentlichungen wurden nicht so sehr die absoluten Belastungsgrößen, sondern Belastungsziffern α und β in Betracht gezogen. Diese Werte α und β sind wie folgt zu definieren:

$$\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}} = \frac{P}{\sigma_{zul}\, n\, d\, \delta},$$

$$\beta = \frac{\sigma_a}{\sigma_{zul}} = \frac{P}{\sigma_{zul}\, n\, 2\,\pi\, \frac{d^2}{4}},$$

wobei n = Nietzahl (hier $n = 3$),
d = Nietdurchmesser (hier $d = 1{,}7$ cm),
δ = Blechstärke (hier $\delta = 0{,}6$ cm),
σ_{zul} = normale zulässige Beanspruchung
bei St 37: $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm²,
bei St 52: $\sigma_{zul} = 2100$ kg/cm²,
P = Maschinenlast.

Die graphische Darstellung der Mittelwerte der Verschiebungen auf der Seite der engen Nietteilung für je einen Stab jeder Gruppe liefert die flachen Kurven der Abb. 7. Die steilen Kurven stellen die entsprechenden Verschiebungen an je einem Stab nach 10maliger Belastung dar. An den ausgeprägten Knickstellen dieser Kurven ist der Begriff „Gleitgrenze" eingetragen, eine Kenzeichnung, deren Definition später

Tafel IV. **Festigkeitswerte der Nietverbindung.**

Gruppe	Stab	Maßgeb.[1] Nietfläche	Zulässig[2])		Streckgrenze			Bruchgrenze		Sicherheitsgrad[4])		Zerstört durch
	Nr.	cm²	kg/cm²	kg	kg	kg/cm²	α oder β[3])	kg	kg/cm²	gegen Streckgrenze	gegen Bruchgrenze	Blechdicke mm
37/a	1	13,62	1120	15 250	38 700	2 840	2,03	50 610	3 710	2,53	3,31	Abscheren ($\delta = 12$ mm)
	2	13,62	1120	15 250	38 410	2 820	2,02	53 060	3 900	2,52	3,48	
	3	13,62	1120	15 250	34 880	2 560	1,83	50 610	3 710	2,29	3,31	
					im Mittel:	2 740	1,96		3 770	2,45	3,37	
52/a	1	13,62	1680	22 900	—	—	—	76 440	5 610	—	3,34	Abscheren ($\delta = 12$ mm)
	2	13,62	1680	22 900	64 900	4 760	2,26	78 570	5 770	2,83	3,43	
	3	13,62	1680	22 900	68 660	5 040	2,40	76 800	5 650	3,00	3,36	
					im Mittel:	4 900	2,33		5 680	2,92	3,38	
37/l	1	3,06	3500	10 700	26 500	8 680	6,20	30 290	9 920	2,48	2,83	Lochleibung ($\delta = 6$ mm)
	2	3,06	3500	10 700	31 350	10 250	7,35	33 470	10 940	2,93	3,13	
	3	3,06	3500	10 700	27 820	9 100	6,50	33 110	10 800	2,60	3,09	
					im Mittel:	9 340	6,68		10 550	2,67	3,02	
52/l	1	3,06	5250	16 050	38 410	12 540	6,00	46 450	15 150	2,39	2,89	Lochleibung ($\delta = 6$ mm)
	2	3,06	5250	16 050	46 800	15 300	7,30	47 840	15 600	2,92	2,98	
	3	3,06	5250	16 050	40 180	13 100	6,26	52 000	17 000	2,50	3,24	
					im Mittel:	13 650	6,52		15 920	2,60	3,04	

[1]) Die maßgebende Nietfläche ist errechnet:
bei Gefährdung durch Abscheren $F = n\,2\,\pi\,\frac{d^2}{4} = 3 \cdot 2\,\pi\,\frac{1{,}7^2}{4} = 13{,}62\ \mathrm{cm}^2$,
bei Gefährdung durch Lochleibung $F = n\,d\,\delta = 3 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}6 = 3{,}06\ \mathrm{cm}^2$.

[2]) Als zulässige Beanspruchungen sind eingesetzt
auf Abscheren bei St 37: $\sigma_a = 0{,}8 \cdot 1400 = 1120\ \mathrm{kg/cm}^2$; bei St 52: $\sigma_a = 0{,}8 \cdot 2100 = 1680\ \mathrm{kg/cm}^2$,
auf Lochleibung bei St 37: $\sigma_l = 2{,}5 \cdot 1400 = 3500\ \mathrm{kg/cm}^2$; bei St 52: $\sigma_l = 2{,}5 \cdot 2100 = 5250\ \mathrm{kg/cm}^2$.

[3]) Die α- und β-Werte sind definiert durch $\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}}$ $\beta = \frac{\sigma_a}{\sigma_{zul}}$.

[4]) Der Sicherheitsgrad ist errechnet
gegen Streckgrenze: $\frac{\sigma_s}{\sigma_{a\,zul}} = \frac{\sigma_s}{0{,}8\,\sigma_{zul}}$ bzw. $\frac{\sigma_s}{\sigma_{l\,zul}} = \frac{\sigma_s}{2{,}5\,\sigma_{zul}}$,
gegen Bruchgrenze: $\frac{\sigma_B}{\sigma_{a\,zul}} = \frac{\sigma_B}{0{,}8\,\sigma_{zul}}$ bzw. $\frac{\sigma_B}{\sigma_{l\,zul}} = \frac{\sigma_B}{2{,}5\,\sigma_{zul}}$.

Abb. 7. Graphische Darstellung der Abhängigkeit zwischen Verschiebungswegen und α- bzw. β-Werten.

gegeben wird. Die Feinmessungen erwiesen außerdem, daß die ersten größeren Bewegungen durchweg an den äußeren Nieten (Gruppe *a* bzw. *a'* der Abb. 2 u. 3) auftraten, daß dann die mittleren und schließlich die inneren Niete folgten; daraus wäre zu folgern, daß der größte Kraftanteil auf die äußeren Niete entfällt.

Nach Ermittlung der Meßwerte, welche die Unterlagen zu vorstehenden Kurven gaben, wurden die Verschiebungswege so groß, daß die weitere Verwendung der hochempfindlichen Huggenbergerschen Tensometer unmöglich wurde. Die Manometeranzeigen der Maschine lieferten die deutlich erkennbaren Grenzwerte für das „kritische Fließen" sowie die Bruchfestigkeit. Bei diesem „kritischen Fließen" traten plötzlich sehr große Bewegungen auf, sei es infolge zu hohen Lochleibungsdruckes oder zu hoher Abscherbeanspruchung. Dieses „kritische Fließen" (Streckgrenze) entspricht also der „Lochleibungsfestigkeit" bei den von Weidmann beschriebenen früheren Nietversuchen und liefert damit die entscheidende Grenze, die zur Beurteilung der α- und β-Werte dient.

Die Versuchsergebnisse sind in der vorstehenden Tafel IV zusammengestellt und in Abb. 8 graphisch aufgetragen.

Abb. 8. Graphische Darstellung der Gleitgrenze, Streckgrenze und Bruchgrenze der Nietverbindung.

IV. Folgerungen.

Die kritische Bewertung der im Abschnitt III zusammengestellten Versuchsergebnisse gibt zu folgenden Betrachtungen und Folgerungen Anlaß:

Die Kurven der Abb. 7 lassen einen auffälligen Unterschied zwischen dem Verhalten der Niete aus St 34 und St 52 erkennen. Bei den Versuchsstäben aus St 37 ergeben sich bei beiden Gruppen 37/*a* und 37/*l*, wie in dem zunächst gemessenen niederen Lastbereich nicht anders zu

erwarten, hinsichtlich des Kurvenverlaufes ähnliche Bilder, die durch einen steilen und im Bereich höherer Lasten durch einen flachen Ast gekennzeichnet sind. Die Erklärung für diesen Kurvenverlauf dürfte darin zu suchen sein, daß im untersten Bereich die Nietverbindung die Kräfte im wesentlichen durch Reibung überträgt. Diese Reibung entsteht bekanntlich durch das Zusammenpressen der Bleche infolge der Verkürzung der Niete beim Abkühlen nach Herstellung der Schließköpfe. Von einer bestimmten Laststufe an reicht die Reibung nicht mehr aus, den wesentlichen Teil der Kräfte aufzunehmen. Die Reibungskraft bleibt wohl konstant, die anwachsenden Lasten müssen aber durch Flächendruck zwischen Nietloch und -schaft übertragen werden. Da diese Flächen ungenau sind, abhängig von der Güte des geschlagenen Nietes, ergeben sich Verformungen an den Berührungsstellen. Das Material wird sich abplatten, so lange fließen, bis die zur Erzielung einer bestimmten Spannung an der Berührung zwischen Niet und Loch erforderliche Fläche vorhanden ist. Dieser Fließvorgang hat natürlich größere Bewegungen zur Folge. Dieselben zeigen sich in der Abflachung der Kurven in Abb. 7. Der Übergang von dem Kraftzustand, in dem die Reibung den wesentlichsten Teil der Kräfte übernimmt, zu dem Zustand, in welchem der Flächendruck zwischen Nietloch und Schaft vorherrschend wird, hat natürlich keine ausgeprägte Grenze, ist also weich wie die Materialvorgänge der meisten technischen Baustoffe. Immerhin läßt sich aus den Kurven durchweg eine Knickstelle ermitteln, die im Sinne obenstehender Definition die Grenze kennzeichnet, unterhalb deren fast ausschließlich die Reibungskräfte wirken und oberhalb deren das Gleiten der Niete erfolgt. Diese Grenze soll als „Gleitgrenze" bezeichnet werden.

Diese Erklärung macht es auch ohne weiteres verständlich, daß die Bewegungen bei 10- oder 20mal wiederholten Belastungen stets kleiner werden (vgl. die steilen Kurven in Abb. 7). Die Verformung zwischen Nietloch und Schaft ist so weit erfolgt, daß bei bestimmten Laststufen Gleichgewichtszustand herrscht. Die gleichwohl auftretenden weiteren Bewegungen sind von sehr geringer Größenordnung und werden sich bei praktischen Versuchen nie ganz ausschalten lassen.

Bemerkenswert ist noch, daß die „Gleitgrenze" bei den Versuchsstäben aus St 37 mit 12 mm Blechdicke wesentlich höher liegt als bei den Stäben mit 6 mm Blechdicke. Bei den typischen Beispielen der Abb. 7 findet sich die Gleitgrenze bei dem 12 mm-Stab bei $\beta = 1{,}22$; bei dem 6 mm-Stab bei $\beta = 0{,}6$. Eine solche Abweichung war in diesem niederen Lastbereich zunächst nicht zu erwarten. Sie läßt sich zum Teil dadurch erklären, daß längere Niete sich als Folge der Abkühlung nach dem Schlagen mehr verkürzen als kurze Niete, dadurch eine stärker zusammenpressende Kraftwirkung ausüben und so einen höheren Reibungswiderstand haben. Im übrigen wird die „Gleitgrenze" stets recht schwankend sein. Das ist sehr wohl verständlich, wenn man berücksichtigt, von wieviel zufälligen Faktoren der Reibungswiderstand einer Nietverbindung abhängt. Bekanntlich hat ja auch Bach, der umfangreiche Versuche über diese Fragen angestellt hat, ganz erhebliche Abweichungen hinsichtlich des Reibungswiderstandes ermittelt. Interessant ist noch, daß die „Gleitgrenze" bei den Versuchsstäben aus St 37 über der Nutzlast liegt.

Bei den Versuchsstäben aus St 52 ergeben sich ähnliche Kurven, die gleiche Tendenz zeigen. Allerdings tritt die „Gleitgrenze" sehr viel schärfer hervor und liegt — was besonders bemerkenswert ist — erheblich tiefer als bei den Stäben aus St 37, und zwar weit unter der Nutzlast. Daraus ist zu folgern, daß der Reibungswiderstand der Nietverbindungen aus St 52 geringer ist als derjenige bei Nieten aus St 34, mit anderen Worten, die Stauchbarkeit der verwendeten Nieten aus St 52 weniger gut war. Dieser Mangel ist durch die bereits erwähnten neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn vom Juni 1930 über Nietstahl St 44 inzwischen behoben. In Übereinstimmung mit dieser Feststellung ergeben sich bei 10mal wiederholter Belastung bei Nieten aus St 52 größere Bewegungen. Es werden also bei Bauwerken aus hochwertigem Stahl schon bei kleineren Lasten bleibende Formänderungen eintreten als bei Bauwerken aus St 37. Allerdings soll damit keineswegs gesagt werden, daß diese frühzeitigen Formänderungen von schädlicher Bedeutung für das Bauwerk sein müssen. Sie treten — abgesehen von Wechselstäben — in voller Größe nur einmal auf und erfahren nach mehrmaligen Belastungen keine Zunahme mehr, so daß der Gleichgewichtszustand zwar etwas später als bei Bauwerken aus St 37, aber doch sehr bald erreicht sein wird.

Aus der Zahlentafel IV sowie der entsprechenden graphischen Darstellung (Abb. 8) lassen sich folgende Erkenntnisse bzw. Rückschlüsse folgern: Die Ergebnisse der Feinmessungen, die im vorstehenden bereits kritisiert und ausgewertet waren, sind mit der Nutzlast für sämtliche untersuchten Stäbe nochmals aufgetragen in dem Sinne, daß jeweils die „Gleitgrenze" eingesetzt wurde. Es zeigt sich, daß im allgemeinen wesentliche Unterschiede auf der Seite der engen oder weiten Teilung nicht bestehen, wenn auch zu erkennen ist, daß durchweg die weite Teilung eine etwas höhere „Gleitgrenze" hat. Als Erweiterung sind ferner die durch die Manometeranzeige ermittelten Streckgrenzen und Bruchgrenzen festgelegt. Als Ordinaten sind wiederum die α- bzw. β-Werte gewählt, so daß ein unmittelbarer Vergleich in dem Verhalten der Stäbe der einzelnen Gruppen zu gewinnen ist. Es läßt sich erkennen, daß im großen und ganzen für beide Stahlsorten diese Grenzen bei etwa gleichen α- bzw. β-Werten liegen. Errechnet man hieraus den Sicherheitsgrad nach der bei Tafel IV gegebenen Definition, so zeigt sich das interessante Ergebnis, daß diese Sicherheitsgrade bei allen Gruppen und beiden Stahlsorten ungefähr gleich groß sind, wobei es offen bleibe, ob man die Sicherheit auf die Streckgrenze oder Bruchgrenze der Nietverbindung beziehen will. Vergegenwärtigt man sich dabei, daß für ein Bauglied aus St 37 im allgemeinen eine Sicherheit hinsichtlich der Streckgrenze von $\frac{2400}{1400} = \sim 1{,}7$; hinsichtlich der Bruchgrenze von $\frac{3700}{1400} = 2{,}64$ als ausreichend erachtet wird (die Sicherheitsgrade sind bei hochwertigen Stahlsorten die gleichen), so erkennt man, daß die Nietverbindungen bei Zugrundelegung der seitherigen Berechnungsmethoden höhere Sicherheiten haben als das durchlaufende Material. Das ist zweifellos gut und notwendig, läßt aber erkennen, daß eine Verschärfung der Bestimmungen über die zulässige Abscher- oder Lochleibungsbeanspruchung nicht erforderlich ist.

Es scheint empfehlenswert, hier nochmals einen Vergleich mit den früheren, von Reichsbahnoberrat Weidmann beschriebenen Versuchen (vgl. Literaturhinweis S. 85) anzustellen. Weidmann ermittelt bei St 37 — Verbindungen mit nur einem Niet — einen α-Wert als Charakteristikum der Lochleibungsfestigkeit von durchschnittlich 4,4. Die vorstehend beschriebenen Versuche liefern einen α-Wert von rd. 6,6; derselbe ist also etwa 50 % höher. Wie man erwarten konnte, liegt der α-Wert bei Verbindungen mit mehreren Nieten höher als bei Verbindungen mit nur einem Niet. Das ist begreiflich, wenn man bedenkt, daß bei mehreren Nieten ein verhältnismäßig größerer Blechquerschnitt bei Überwindung der Lochleibungsfestigkeit abgeschert werden muß als bei einnietigen Verbindungen. Der α-Wert der Weidmannschen Versuche stellt also das ungünstigste Minimum dar; es ist anzunehmen, daß der α-Wert der dreinietigen Verbindung ein guter Mittelwert ist und durch Erhöhung der Nietzahl oder anderweitige Anordnung sogar noch gesteigert werden könnte.

Zusammenfassend ist als Ergebnis dieser Versuche festzustellen, daß bei ruhenden Belastungen Nietverbindungen aus St 52 früher glitten als solche aus St 37, ohne dadurch irgendwie gefährdet zu sein; daß aber die vorhandenen Sicherheitsgrade bei Nieten aus St 52 und St 34 die Beibehaltung von

$$\sigma_a = 0{,}8 \cdot \sigma_{zul} \quad \text{und} \quad \sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul}$$

rechtfertigen. Ob bei Wechselbelastungen ähnliche Verhältnisse vorliegen, wird — wie eingangs vermerkt war — andernorts untersucht werden.

Zum Schluß möchte ich nicht versäumen, der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sowie dem Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, die beide die Durchführung der Versuche durch Überweisung der erforderlichen Geldmittel ermöglichten, auch an dieser Stelle bestens zu danken.

Zur Wahl der zulässigen Anstrengungen bei Stahlbrücken.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Der nutzbare Querschnitt eines achsial gezogenen Stabes folgt aus

$$F_n = \frac{\max S}{\sigma_{zul}}$$

worin $\max S$ die gleichmäßig auf den Querschnitt verteilte größte Stabkraft und σ_{zul} die als zulässig erachtete Spannung bedeutet. Anfänglich wurde der gleiche Wert σ_{zul} angenommen, gleichgültig ob es sich um eine ruhende Belastung handelte, oder ob die Belastung und damit die Anstrengung sich schnell änderte und oftmals wiederholt wurde. Gerber hat als erster bei der Berechnung der Mainzer Eisenbahnbrücke den Wert σ veränderlich angenommen, und zwar um so kleiner, je größer die von der Verkehrslast herrührende Beanspruchung im Vergleich zur Spannung unter dem Eigengewicht war. Für die Gurtstäbe von Balkenfachwerkbrücken aus Stahl, deren größte und kleinste Anstrengung im Verhältnis $(g + p) : g$ stehen $\left(\begin{matrix} g \\ p \end{matrix}\right\}$ Belastung auf die Längeneinheit des Trägers aus $\left.\begin{matrix}\text{ständiger}\\ \text{veränderlicher}\end{matrix}\right\}$ Last), hat Gerber die zulässige Spannung aus

$$\sigma = \frac{g + p}{g + 3p} \cdot 1600 \text{ kg/cm}^2$$

errechnet. Er hielt diese Formel auch aufrecht für Stäbe, die abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, während amerikanische Ingenieure für diesen Fall

$$F = \frac{\max S + \min S}{\sigma_{zul}}$$

wählten. (Auf die Berücksichtigung der Knickgefahr soll hier nicht eingegangen werden.)

Von Anfang an haben Meinungsverschiedenheiten darüber bestanden, ob bei der Wahl der zulässigen Spannung von der Bruchfestigkeit oder von der Elastizitätsgrenze auszugehen sei. Wenn auch die Vermeidung von bleibenden Formänderungen wünschenswert erschien, so wurde andererseits eine Sicherheit gegen Bruch als unbedingt nötig erachtet. Weyrauch[1]) u. a. traten deshalb für die Bruchfestigkeit als Ausgangspunkt ein. Unkontrollierbare und in ihrer Auswirkung unberechenbare Einflüsse (Stoffehler, Rost, Stöße, Erschütterungen, Ungleichmäßigkeiten der Kraftverteilung, Mängel der Berechnung usw.) sollten im Sicherheitsgrad berücksichtigt werden, dessen Festsetzung dem Ermessen des Konstrukteurs anheimgestellt war.

Die Widerstandsfähigkeit der Werkstoffe gegen oftmals wiederholte Belastung ist erstmals von Wöhler durch Versuche festgestellt worden. Die Ergebnisse seiner in den Jahren 1858 bis 1870 durchgeführten Dauerversuche[2]) hat Wöhler in folgende Sätze zusammengefaßt:

„Der Bruch des Materials läßt sich nicht nur durch eine die Tragfestigkeit t überschreitende ruhende Belastung, sondern auch durch vielfach wiederholte Anstrengungen, von welchen keine den Wert t erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhangs insoweit maßgebend, als mit ihrem Wachsen die Minimalspannung, welche den Bruch herbeiführen kann, sich verringert." Wöhler hat weiterhin für verschiedene Beanspruchungen die Zahl der Wiederholungen festgestellt, bei der der Bruch eintrat und in der sogenannten Wöhlerlinie dargestellt. Hiernach durfte die Beanspruchung um so höher gewählt werden, je weniger Wiederholungen in Aussicht zu nehmen waren. Schließlich hat Wöhler für die zulässigen Beanspruchungen bei wiederholten Anstrengungen von gleicher Größe, aber entgegengesetzter Richtung, bei wiederholten Anstrengungen in gleicher Richtung von Null bis zu einer oberen Grenze ansteigend und wieder absinkend und bei ruhender Belastung die Verhältniszahlen 1:2:3 angegeben, die heute noch benutzt werden.

Bauschinger führte die bahnbrechenden Forschungsarbeiten Wöhlers weiter, indem er auch die Formänderungen beobachtete, um zu einer Erklärung der von Wöhler nachgewiesenen Erscheinungen zu gelangen[3]). Die Ergebnisse seiner Versuche faßte Bauschinger in folgende Sätze zusammen:

1. Wenn bei wiederholten Anstrengungen auf Zug, deren untere Grenze Null ist, die obere Grenze in der Nähe der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt, so wird auch durch 5 bis 16 Millionen Wiederholungen dieser Anstrengungen der Bruch nicht erreicht.

2. Durch oftmals wiederholte Anstrengungen zwischen Null und einer oberen Spannung, welche in der Nähe oder auch mehr oder weniger über der ursprünglichen Elastizitätsgrenze gelegen ist, wird diese gehoben und bis über, manchmal weit über die obere Grenze der Anstrengungen hinaus und um so höher, je größer die Anzahl der Anstrengungen ist, ohne jedoch eine gewisse Höhe überschreiten zu können.

3. Wiederholte Anstrengungen zwischen Null und einer oberen Grenze, welche die ursprüngliche Elastizitätsgrenze noch über jene obere Grenze hinauszuheben vermögen, führen den Bruch nicht herbei; wenn aber ihre obere Grenze so hoch liegt, daß die Elastizitätsgrenze nicht mehr darüber hinaus gehoben werden kann, so muß der Bruch nach einer beschränkten Anzahl solcher Anstrengungen erfolgen.

4. Die Zugfestigkeit zeigt sich durch millionenmal wiederholte Anstrengungen nicht vermindert, eher erhöht, wenn das Probestück nach jenen Anstrengungen mit ruhender Belastung abgerissen wird.

5. Millionenmal wiederholte Anstrengungen des Eisens und Stahls bringen keine Änderung der Struktur hervor. Die eigentümlichen Zeichnungen, welche an Brücken ersichtlich sind, die während solcher wiederholter Anstrengungen entstanden, rühren von einer Strukturänderung her, die sich lediglich auf die äußerste Oberfläche der Bruchstellen beschränkt.

Von den verschiedenen Arbeits-Festigkeitswerten (nach Launhardt) wurden drei besonders hervorgehoben: Die Schwingungsfestigkeit (s) bei wechselnder Anstrengung gleicher Größe in entgegengesetzter Richtung, die Ursprungfestigkeit (u) bei wiederholter Be- und Entlastung in gleicher Richtung und die Tragfestigkeit (t) (statische Bruchfestigkeit) bei ruhender oder allmählich anwachsender und stetig einwirkender Belastung.

Auf Grund der Versuche von Wöhler und Bauschinger hat Launhardt die Formel

$$a = u\left(1 + \frac{t - u}{u} \cdot \frac{\min B}{\max B}\right)$$

für die Arbeitsfestigkeit eines auf mittigen Zug oder Druck in den Grenzen $\max B$ und $\min B$ beanspruchten Stabes aufgestellt. Die Launhardt'sche Formel wurde von Weyrauch für Wechsel von Zug und Druck ergänzt durch

$$a = u\left(1 - \frac{u - s}{u} \cdot \frac{\max B'}{\max B}\right)$$

worin $\max B$, $\min B$ und $\max B'$ Absolutwerte ohne Vorzeichen bedeuteten. Mit den durch Versuche festgestellten Arbeitsfestigkeiten des damaligen Baustahls $t = 3290$, $u = 2190$ und $s = 1170$ hat Weyrauch

$$\frac{t - u}{u} = \frac{u - s}{u} = \frac{1}{2}$$

gesetzt und unter der Annahme einer dreifachen Sicherheit die bekannten Formeln für die zulässigen Spannungen:

$$\sigma_{zul} = 700\left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\min B}{\max B}\right)$$

für Zug oder Druck und

$$\sigma_{zul} = 700\left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\max B'}{\max B}\right)$$

für Wechsel von Zug und Druck erhalten. Für die Sonderfälle folgt daraus bei ruhender Belastung $\sigma_{zul} = 1050$ kg/cm², bei oftmals wiederholter Be- und Entlastung in gleicher Richtung $\sigma_{zul} = 700$ kg/cm², bei oftmals wiederholtem Wechsel von gleich großem Zug und Druck $\sigma_{zul} = 350$ kg/cm². Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Werte der nach Launhardt-Weyrauch errechneten Arbeitsfestigkeiten a als Ordinaten und die zugehörigen Vorspannungen als Abszissen auf, so erhält man den in Abb. 1 dargestellten Linienzug. Über den wirklichen Verlauf der Dauerfestigkeitskurve haben erst spätere Versuche Aufschluß gegeben.

Abb. 1.

Man hat der Launhardt-Weyrauch'schen Ableitung entgegengehalten, daß die Einbeziehung der aus dem gewöhnlichen Zugversuch ermittelten Bruchfestigkeit t (heute σ_B bezeichnet) in den Linienzug nicht richtig sei und deshalb später die Streckgrenze (σ_S) als maßgebende obere Beanspruchungsgrenze gesetzt, schon weil mit dem Überschreiten der Streckgrenze unzulässig große Formänderungen verbunden seien.

Weiterhin ist die Wahl der Streckspannung als den für die Bemessung entscheidenden Grenzwert damit begründet worden, daß bei oftmals wiederholten Anstrengungen im gleichen Sinn über die Streckgrenze hinaus bei jedem Be- und Entlastungsvorgang ein Teil des plastischen Arbeitsvermögens aufgebraucht wird, bis schließlich der Bruch eintritt, während bei oftmals wiederholter Anstrengung im gleichen Sinn unterhalb der Streckgrenze kein Bruch zu erwarten sei. Eine Ausnahme machen die Wechselstäbe, die entgegengesetzt gerichteten Kraftwirkungen ausgesetzt sind und für die deshalb in den Vorschriften eine besondere Regelung getroffen ist. Neuere Dauerversuche an Stäben mit Bohrungen und Kerben haben jedoch gezeigt, daß die Dauerfestigkeit der mit Bohrung und Kerben versehenen Stäbe mehr oder minder tief unter der Streckgrenze des Werkstoffs liegt und daß bei oftmals wiederholten Anstrengungen im gleichen Sinn der Bruch auch unterhalb der Streckgrenze eintreten kann.

In neuester Zeit haben Smith[4]) und Moore[5]) den Einfluß beliebiger Belastungsunterschiede auf die Dauerfestigkeit ausführlich verfolgt. Mit einer Schwingungsmaschine die gleichzeitig achsiale Zug- und Druckbelastungen der Prüfstäbe (entsprechend Abb. 2) gestattete, konnten die Schwingungsfestigkeit (Schwingung um die mittlere Anstrengung Null), die Ursprungsfestigkeit (Schwingung einseitig von der Anstrengung Null) begrenzt, die Dauerfestigkeit bei ganz kleinen Schwingungen um Grenzwerte

[1]) Weyrauch, „Die Festigkeitseigenschaften und die Methoden der Dimensionenberechnung bei Eisen- und Stahlkonstruktionen". Leipzig 1889. Verlag von B. G. Teubner.

[2]) Z. f. Bauwes., 1860, 1863, 1866 u. 1870.

[3]) Bauschinger, Mitteilungen, 1886, Heft XIII.

[4]) Journal of the Iron and Steel Institute 1910, S. 246 ff.

[5]) Graf, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente", S. 20 u. 21. Berlin. Verlag Julius Springer.

der Zug- und Druckbelastungen und beliebige Zwischenlagen, festgestellt werden. In Abb. 3 sind die Versuchsergebnisse von Smith und Moore eingetragen und zwar für jeden Versuch die Grenzen der Schwingung, die oftmals

Abb. 2.

ertragen wurden, in bezug auf die mittlere Anstrengung, d. h. das arithmetische Mittel der Grenz- und der Vorspannung. Die höchsten Anstrengungen, die bei ganz kleinen Schwingungen und hohen Vorbelastungen dauernd ertragen werden können, liegen dabei etwas unter der Fließ- bzw. Quetschgrenze des Werkstoffs.

Abb. 3.

In Abb. 4 sind die von Moore festgestellten Werte entsprechend Abb. 1 aufgetragen. Der Unterschied gegenüber der Launhardt-Weyrauch'schen Kurve ist augenfällig. Das Verhältnis der Anstrengungen für die drei Hauptbelastungsfälle, nämlich gleich große Schwingungen nach zwei Richtungen, Schwingungen nach einer Richtung und ruhende Belastung auf Zug oder Druck beträgt nach Smith und Moore 1 : 1,5 : 1,7 gegenüber 1 : 2 : 3 nach Wöhler.

Abb. 4.

Die neuen Verhältniszahlen sind von Graf für gewöhnliche Stähle mit verhältnismäßig geringer Kerbempfindlichkeit zur Einführung empfohlen worden.

Die Ermittlung der Dauerfestigkeiten geschah bisher mit bearbeiteten Proben, meist mit umlaufenden, auf Biegung beanspruchten, sorgfältig polierten Rundstäben. Deshalb dürfen streng genommen die Verhältniszahlen 1 : 1,5 : 1,7 = Schwingungsfestigkeit : Ursprungsfestigkeit : Dauerfestigkeit bei ruhender Belastung nur für Wellen ähnlicher Beschaffenheit angewandt und nicht auf andersgeartete technische Ausführungen übertragen werden. Die Beanspruchungsgrenzen müssen unter Verhältnissen erkundet werden, die mit denen der praktischen Anwendung in Einklang stehen. Wie liegen die Verhältnisse im Stahlbrückenbau? Die Walzerzeugnisse werden mit der Walzhaut verwendet. Da die Dauerfestigkeit in hohem Maße von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe abhängt, und da mit Walzhaut versehene Stäbe weniger widerstandsfähig gegen oftmals wiederholte Anstrengung sind als polierte Stäbe, so kommen für die Beurteilung der Dauerfestigkeit nur die Ergebnisse von Dauerversuchen an Stäben mit Walzhaut in Betracht. Weiterhin sind die Bohrungen für die Nietanschlüsse zu beachten, die außer der Querschnittsverschwächung eine mehr oder weniger erhebliche Verminderung der Dauerfestigkeitswerte zur Folge haben. In ähnlicher Weise wirken Kerben, Eindrehungen, Oberflächenverletzungen, unstete Übergänge, Wulste u. dgl. Bezüglich der Einflüsse der Walzhaut und der Bearbeitung, insbesondere der Bohrungen, Kerben usw. zeigen die verschiedenen Stahlsorten recht große Unterschiede:

Kennzeichnung der Probestäbe	Dauerfestigkeiten für Anstrengungen zwischen einer unteren Vorspannung (100 kg/cm²) und einem oberen Grenzwert[6])	
	Stahl A Streckgrenze 3065 kg/cm² Zugfestigkeit 4190 kg/cm²	Stahl B Streckgrenze 3685 kg/cm² Zugfestigkeit 5705 kg/cm²
	kg/cm²	kg/cm²
Flachstab mit Walzhaut $F_n = 6{,}6 \cdot 1{,}0 = 6{,}6$ cm²	< 3290 > 3070	< 3000 > 2900
Flachstab mit Walzhaut und 23 mm Bohrung $F_n = (18{,}9 - 2{,}3) \cdot 1{,}0 = 16{,}6$ cm²	< 1895 > 1800	< 1905 > 1795

Für die Zwecke des Brückenbaus sind deshalb die maßgebenden Dauerfestigkeitswerte an gelochten Stäben mit Walzhaut (Flachstäben) zu erkunden, wobei die in der Praxis übliche Art der Herstellung und Bearbeitung der Bohrlöcher zu beachten ist[7]).

Was die Nietverbindung anlangt, so ist noch die wichtige Frage zu klären, ob und wie in einem Stabanschluß oder -Stoß bei oftmals wiederholten Anstrengungen die entsprechenden Dauerfestigkeitswerte des gelochten Stabes erreicht werden können.

Maßgebend für die Wahl der zulässigen Spannungen ist schließlich die Art der Anstrengung, ruhende Belastung, oftmals wiederholte Belastung von Null oder einer beliebigen Vorbelastung bis zu einem oberen Grenzwert und Wechselbelastung zwischen gleichen oder verschieden großen Grenzwerten. Nach den Berechnungs-Grundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn sind die Stabkräfte, Auflagerkräfte, Momente und Querkräfte getrennt für die ständige Last, für die senkrechten Teilkräfte der Verkehrslast, für die waagerechten Fliehkräfte, für Wärmewirkung, für den Winddruck, für die Reibungswiderstände der Lager und für etwaiges Ausweichen der Widerlager und Setzen der Pfeiler nachzuweisen. Damit die Anstrengungen im Betrieb dauernd ertragen werden, müssen die unter der ungünstigsten Zusammenstellung der Kraftwirkungen einschließlich der dynamischen Einflüsse errechneten Spannungen unter gewissen, durch Erfahrungen und Versuche bestimmten zulässigen Grenzen bleiben. Die Grenze darf höher gesetzt werden, wenn die der Rechnung zugrunde liegenden Anstrengungen nur ausnahmsweise auftreten, sie muß niedriger gewählt werden für Anstrengungen im regelmäßigen Betrieb, die sich also oftmals wiederholen. Neben der absoluten Größe der Anstrengung spielt aber auch der Unterschied zwischen oberer und unterer Grenzanstrengung oder Anstrengung durch ständige Last allein und der Spannungswechsel eine große Rolle.

Abb. 5.

Neuere Versuche, die von Prof. O. Graf an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt worden sind, haben bestätigt, daß die Dauerfestigkeit bei Probestäben mit Walzhaut erheblich kleiner ausfällt als bei allseitig bearbeiteten, in der Zugrichtung

[6]) Graf, „Einige Bemerkungen über die Wahl der zulässigen Anstrengung der Werkstoffe. Mitteilungen aus neueren Versuchen über die Dauerfestigkeit von Nähten". Maschinenbau, 1931, Heft 3.

[7]) Schaechterle, „Die Grundlagen der Festigkeitsberechnung von Stahlbrücken. Zulässige Spannungen und Sicherheitsgrade". Der Bauingenieur 1929, Heft 7 u. 8.

geschlichteten und geschmirgelten Stäben, und daß Bohrungen eine weitere Abnahme der Dauerfestigkeit bedingten[6]).

Dauerversuche an gelochten Flachstäben mit Walzhaut aus einem hochwertigen Baustahl ergaben bezüglich der Ursprungfestigkeit geringe Unterschiede gegenüber dem gewöhnlichen Baustahl, dagegen erheblich zunehmende Widerstandsfähigkeit bei wachsender Vorspannung. Das unterschiedliche Verhalten der beiden Stähle kann auf Grund der bisherigen Erkenntnisse angenähert durch die Linienzüge der Abb. 5 gekennzeichnet werden.

Der Linienzug für einen hochwertigen Baustahl zeigt das Ansteigen der Dauerfestigkeitswerte, wenn die Vorspannung allmählich von Null ausgehend nach Linie *o V* gesteigert wird. Im weiteren Verlauf nehmen die Unterschiede der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen und für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend sind, mit wachsender Vorspannung immer mehr ab. Der Linienzug für einen gewöhnlichen Baustahl verläuft flacher. Die zulässigen Spannungen können mehr oder weniger tief unter der Dauerfestigkeitslinie gewählt werden, müssen aber unter der Streckgrenze σ_{su} des betreffenden Werkstoffs bleiben, wenn unzulässige Formänderungen vermieden werden sollen. Hiernach ist die Überlegenheit der Stähle mit höherer Streckgrenze und höherer statischer Bruchfestigkeit vor allem bei hohen Vorspannungen zu suchen. Solche Verhältnisse liegen im Großbrückenbau vor. Der hochwertige Stahl erscheint deshalb für die Hauptträger weitgespannter Brücken besonders geeignet, während er für die Fahrbahnteile und die Hauptträger kleiner und mittlerer Spannweite kaum Vorteile bietet.

Sobald genügend Versuchsergebnisse vorliegen, können die bestehenden Vorschriften für die Berechnung und Bemessung der Brückentragwerke in einfacher Weise den neuen Erkenntnissen der wissenschaftlichen Forschung angepaßt werden.

Die beim gewöhnlichen Zugversuch an bearbeiteten Vollstäben festgestellten Streckgrenzen der Werkstoffe sind als Grundlage der Festigkeitsrechnung unzureichend. Der Streckgrenze kommt höchstens die Bedeutung einer Gefahrenzonengrenze zu, die aber nicht allen vorkommenden Bedingungen gerecht wird. Was die auf Erhöhung der Streckgrenze gerichteten Bestrebungen anlangt, so hat man sich wohl durch die Begrenzung der statischen Bruchfestigkeit und durch die Bedingung eines Mindestdehnungsvermögens vor zu großer Sprödigkeit zu schützen versucht, aber nicht hinreichend beachtet, daß konstruktiv bedingte Unstetigkeiten (Spannungsspitzen an Kerben, Bohrungen . . .), Oberflächenbeschaffenheit (Walzhaut) und Werkstattbearbeitung von erheblichem Einfluß sind, daß der Einfluß von Kerben und Bohrungen nicht nur gestaltlich bedingt, sondern auch in hohem Maße vom Gefüge abhängig ist, daß der beim statischen Zugversuch beobachtete Spannungsausgleich vor dem Bruch beim Dauerversuch nur in sehr beschränktem Maße eintritt und die verschiedenen Stähle in dieser Hinsicht (Abnahme der Spannungsspitzen) recht verschiedenes Verhalten aufweisen. Zur Schaffung neuer Werkstoffe reicht die übliche Festigkeitsprüfung nicht aus. Hier muß die Strukturforschung helfend eingreifen und über die Möglichkeit einer Kohäsionserhöhung Klarheit bringen. Die Feststellung der Grenzen des elastischen Verhaltens der zur Verfügung gestellten Werkstoffe sowie der damit hergestellten Konstruktionselemente, Konstruktionsteile für die praktisch vorkommenden Anstrengungen ist die wichtigste Aufgabe der mechanischen Dauerprüfung. Bei Überschreitung dieser Grenzen tritt früher oder später der Bruch ein. Bis zu diesen Grenzen sind nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der jeweiligen Anstrengungsart Ausgleichzustände mit rein elastischem Verhalten zu erwarten. Die auf Dauerprüfergebnissen aufgebaute Festigkeitsrechnung fußt demnach auf elastisch-mechanischer Grundlage. Innerhalb der aus Dauerversuchen hergeleiteten Anstrengungsgrenzen gelten die mathematischen Gesetze der Elastizitätslehre.

Das Posthochhaus in Schorndorf.

Von Postbaurat **Luz**.

In Schorndorf besitzt die Reichspost ein Postamt aus den 90er Jahren des vorigen Jahrhunderts, das dem wachsenden Postverkehr der stark industriell tätigen Stadtgemeinde schon seit längerer Zeit nicht mehr voll genügt. Weiteren erheblichen Raumbedarf verursachte die bevorstehende Einrichtung eines Selbstanschlußamtes verbunden mit einem Überweisungsfernamt. Das vorhandene Grundstück bot für eine Erweiterung in die Breite keinen Raum, seine ausgezeichnete Verkehrslage zwischen Marktplatz und Bahnhof legte es jedoch nahe, einen Platzwechsel zu vermeiden. Es blieb also nichts anderes übrig, als den Ausweg in die Höhe zu suchen. Hierfür lagen die Verhältnisse baurechtlich und städtebaulich günstig. Auf der Nordseite des Grundstücks liegt ein kleiner Platz, der eine größere Höhenentwicklung ohne Schaden für nachbarliche Lichtrechte gestattete. Seine Lage am Rand des alten Stadtkerns ergab einen ausreichenden Abstand von der die Dominante des alten Stadtbildes bildenden Stadtkirche. Das Hochhaus erhebt sich mit 33,60 m Höhe in der Zone der mittelalterlichen Stadtmauer und ihrer einstmaligen Türme (Abb. 1).

Abb. 1. Das Posthochhaus im Stadtbild.

Der alte Bau ist auf einem Eckgrundstück errichtet und hat von beiden Flanken her Zufahrten zu einem schmalen Hof (s. Lageplan Abb. 2). Die nördliche Durchfahrt wurde durch das Hochhaus überbrückt und lieferte so ungefähr ein Drittel seiner Grundfläche. Die Stadtgemeinde ließ die Überbauung des Gehwegs mit Pfeilern zu; der Rest der Grundfläche des Hochhauses wurde aus dem alten Bau gewonnen.

Die beschränkte Tragfähigkeit des Baugrundes und der Eingriff in den alten Bau legten es nahe, das Traggerüst des Neubaus in Stahl zu konstruieren. Als Außenwand wurde eine Verbindung von 12 cm starkem, armiertem Klinkermauerwerk (Feuer- und Wetterschutz) mit ebenfalls 12 cm starker Hintermauerung aus Bimssteinen (Wärmeschutz) gewählt (Abb. 3).

Bahnhof
Karlsplatz
Postamt
Turmstr.
Marktplatz
Rathaus
Postamt
N
Der Block d. Postamts im alten Zustand

Abb. 2. Lageplan.

12 cm Schwemmstein-hintermauerung
2 Binderschichten
12 cm Klinkerverkleidg (Keßlerwand)

Abb. 3. Durchbildung der Außenwand.

Die Gesamtstärke der Außenwände beschränkt sich so auf 25 cm bei sehr mäßigem Gewicht. Die Last der Geschoßwände ist in jedem Stockwerk auf das Stahlgerüst übertragen. Die dem armierten Backsteinmauerwerk eigentümliche Fugenteilung wird beim Ausfugen noch besonders herausgehoben und der äußeren Gliederung nutzbar gemacht. Einzelne Werkstücke (Fensterstürze, Abdeckung der oberen Brüstung u. a.) sind in Kunststein ausgeführt, der, soweit erforderlich, armiert wurde. Das Stahlskelett (Abb. 4 u. 5) besteht in der Hauptsache aus breitflanschigen Profilen, die Deckenträger liegen völlig innerhalb des Deckenquerschnitts. Die Decken selbst sind als Eisenbeton-Hohlstegdecken mit mäßigen Spannweiten ausgeführt. Es handelt sich also bei der Gesamtkonstruktion um eine Mischung von Stahlbau und Eisenbetonbau, bei der die Deckenhilfsträger wegfallen. Diese Mischung ist hier vielfach mit gutem technischen und wirtschaftlichen Erfolg verwendet worden.

Das Fundament des Hochhauses ist in ähnlicher Weise durchgebildet. Es besteht aus breiten armierten Betonbanketten, auf welchen einbetonierte stählerne Längsträger ruhen. Auch hier war es die Rücksicht auf das teilweise zu unterfangende alte Gebäude, die zur Verwendung von Stahl führte. Insgesamt ist reichlich die Hälfte der Grundfläche des Hochhauses als Fundamentfläche zur Übertragung der Gebäudelast auf den Baugrund verwendet.

Die vorhin näher beschriebenen dünnen Außenwände des Gebäudes konnten zur Aufnahme der Winddrücke nicht herangezogen werden. Auch die Treppenhauswände im Innern ergaben, weil sie an vielen Stellen durch Türen durchbrochen werden mußten, keine geeigneten Versteifungsflächen. Infolgedessen wurden die Winddrücke dem Stahlgerüst zugewiesen. Die senkrechten Stützen sind durchweg mit den Stockwerkträgern zu biegungssteifen Rahmen mit Hilfe von Knotenblechen verbunden worden. Die waagerechte Aussteifung ist durch die Stockwerksdecken in Eisenbeton gegeben, ebenso durch die in gleichem Material ausgeführte Laufplatte der massiven Treppe.

Den oberen Abschluß des Hochhauses bildet eine begehbare Plattform. Das Treppenhaus ist über diese heraufgeführt. Der Kamin der Zentralheizung ist mit dem Aufbau der Treppe zu einem Körper verbunden, wodurch der Umriß des von allen Seiten frei sichtbaren Baukörpers klar erhalten wurde.

Die Innenräume des Hochhauses dienen in den oberen vier Stockwerken der Unterbringung von Fernsprecheinrichtungen, in den vier darunterliegenden dem Postbetrieb samt den zugehörigen Kanzleien. Die Aufteilung der Geschosse wechselt von Stockwerk zu Stockwerk. Neben dem Treppenhaus gehen senkrecht ein Aufzug, die Abortanlage und ein Schacht für Installationen durch. Abb. 5 zeigt einen Stockwerkgrundriß mit typischer Einteilung.

Abb. 4. Kurz vor Beendigung der Stahlskelett-Montage.

Mit den Bauarbeiten wurde Mitte August 1930 begonnen. Zunächst nahm die sehr schwierige Fundierung $1\frac{1}{2}$ Monate in Anspruch. Der Aufbau des Stahlskelettes folgte von Oktober an. Hand in Hand mit diesem ging der Einbau der Eisenbetondecken. Zur Zeit ist die Aufmauerung der Außenwände im Gang, die von einem Hängegerüst aus erfolgt und binnen kurzem fertiggestellt sein wird. Dem Ausbau des Hochhauses folgen in verschiedenen Etappen Umbauarbeiten im alten Gebäude, das während der ganzen Bauzeit in Benutzung bleibt. Die Fertigstellung der gesamten Anlage einschließlich einer gründlichen Überholung der alten Gebäudefronten kann für den Herbst 1931 in Aussicht genommen werden.

Abb. 5. Grundriß mit Angabe der Stützenstellung und der Spannrichtung der Eisenbetondecken.

Der Bauentwurf stammt vom Verfasser, die örtliche Bauleitung erfolgt durch Architekt Gaiser in Schorndorf. Die statischen Berechnungen fertigte das Ingenieurbüro von Reg.-Baumeister Drück in Stuttgart, das im Zusammenwirken mit dem Bauleiter auch die Ausführung der Stahl- und Eisenbetonarbeiten überwachte. Die Stahlkonstruktion wurde von der Firma Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen, die Eisenbetonarbeit von der Firma Heselschwerdt & Schmitt, Stuttgart ausgeführt.

Umbau des Stahlskelettbaues zum Hochhaus „Grenzwacht“ Aachen.

Von Oberingenieur Klatte, Eschweiler.

Die nachstehend beschriebenen Umbauarbeiten an dem Stahlskelettbau für das obengenannte Hochhaus können sicherlich als eine Arbeit angesprochen werden, die nicht alltäglich ist, zunächst einmal mit Bezug auf die Umänderungsarbeiten selbst und alsdann mit Hinsicht auf die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit.

Der Stahlskelettbau stand jahrelang als unvollständiges Stahlgerippe am Bahnhofsplatz in Aachen und bildete ein trauriges Wahrzeichen der Wirtschaftsverhältnisse für das ganze Aachener Gebiet.

Nachdem der inzwischen verstorbene Architekt Dr. h. c. Koerfer, Köln, die vorhandene Gebäudekonstruktion zum Zwecke der endgültigen Fertigstellung käuflich erworben hatte, ist von ihm insofern ein neues, zweifellos gefälligeres Projekt aufgestellt worden, als der Turm in erheblich schlankerer Form ausgeführt werden sollte als bei dem ursprünglichen Bauvorhaben (Abb. 1 u. 2). Damit wurde durch Wegnahme der Stützen auf der einen Seite erreicht, daß der Turm nunmehr auf beiden Seiten gegen den Langbau zurückspringt. Außerdem wurde auch am entgegengesetzten Ende des Baues der für ein Theater vorgesehene Innenausbau einer grundsätzlichen Änderung unterworfen.

Abb. 1. Das Stahlskelett des Turmes vor dem Umbau.

Abb. 2. Verminderung der Turmbreite.

Wiederum war hier Gelegenheit, den Vorteil der leichten Umbaumöglichkeiten von Stahlbauten zu beobachten.

Ist ein solcher Bau nach zur Zeit gültigen Grundsätzen und Überlegungen in Bezug auf den Verwendungszweck usw. errichtet worden und stellt sich dann im Laufe der Zeit heraus, daß durch Fabrikationsverbesserungen Umänderungen notwendig werden, z. B. Wegfall von Stützen, Entfall ganzer Wände oder Wandteile, so hat man bei reiner Stahlkonstruktionsbauweise den großen Vorteil, daß solche Änderungen sich grundsätzlich vornehmen lassen, weil nämlich, falls dies erforderlich wird, Verstärkungen und Ergänzungen an der Stahlkonstruktion sich sowohl in statischer wie in praktischer Beziehung einwandfrei und schnell ausführen lassen.

Diese Tatsache wird in Zukunft um so mehr in die Waagschale fallen

weil durch die vorgeschrittene Schweißtechnik derartige Umkonstruktionen an vorhandenen Stahlbauwerken noch um so viel leichter und damit billiger hergestellt werden können als früher.

In dieser Beziehung ist der Umbau des Stahlskelettbaues des Hochhauses Grenzwacht Aachen geradezu ein Schulbeispiel.

Was zunächst die Schmälerung der Turmkonstruktion anbetrifft, so ist dabei besonders zu betonen, daß durch das autogene Schneidverfahren die überflüssigen Turmteile von den verbleibenden Konstruktionsteilen abgetrennt werden konnten, ohne daß überhaupt eine Erschütterung der Konstruktion damit verbunden war.

Wenn man in Sonderheit die Umbaukonstruktion im Theaterraum betrachtet, so wird hierbei ganz besonders augenfällig der Beweis erbracht, daß diese Umbaukonstruktion überhaupt unmöglich gewesen wäre, wenn nicht als ursprüngliche Bauweise der Stahlskelettbau zur Anwendung gekommen wäre.

Abb. 3. Abb. 3a.

Abb. 3 u. 3a. Grundrisse des Theaterraumes vor dem Umbau.

Zur Erläuterung dieser Tatsache sei auf Abb. 3 u. 3a verwiesen, aus welcher die Grundrisse der vorhandenen Theaterkonstruktion zu ersehen sind.

Daraus geht hervor, daß die Rang-Konstruktion auf Zwischenstützen ruhte, während die neue Raumausbildung durch alleinige Auflagerung der Konstruktion in den Umfassungswänden jede Zwischenstütze vermied (Abb. 4).

Das gleiche gilt von der Tragkonstruktion des Vorführraumes (Abb. 3a), welcher früher ebenfalls von Zwischenstützen getragen wurde, und der in der jetzigen Ausführung durch freitragende Fachwerkträger, also auch wieder ohne Zwischenstützen, aufgenommen wird (Abb. 5).

Abb. 4. Grundriß der neuen Theaterraum-Tragkonstruktion.

Abb. 5. Längsschnitt durch den umgebauten Theaterraum.

Wäre diese Konstruktion im Zusammenhang mit der Wandkonstruktion in einer anderen Bauweise hergestellt worden, so würden bei Entfernung der ganzen Innenkonstruktion die Stützen in den Umfassungswänden wahrscheinlich recht stark in Mitleidenschaft gezogen worden sein, ganz abgesehen davon, daß eine organische Verbindung der neuen Konstruktion mit der alten in einwandfreier Form kaum durchzuführen gewesen wäre.

Noch augenfälliger tritt diese Tatsache hervor, wenn man den senkrechten Längsschnitt (Abb. 5) betrachtet, welcher insgesamt ein Bild davon gibt, wie der neue Bühnenausbau in der Richtung nach der Bahnseite hin sich durch das Vorhandensein des Stahlskeletts in einer statisch einwandfreien Weise hat ausführen lassen, weil es eben möglich war, auf dem geradesten Wege durch Einschaltung einer entsprechenden Konsolkonstruktion (in Abb. 5 stärker hervorgehoben) das Kragmoment des Bühnenausbaues durch ein Gegenmoment in der vorhandenen Konstruktion, welche unterhalb des Parkettfußbodens bestehen blieb, zum Ausgleich zu bringen.

Auch das Bühnenhaus war bei dem vorhandenen Stahlskelettbau von mehreren mittleren Stützen getragen (Abb. 3 u. 3a). Diese sind beim Umbau des Theaters entfallen und durch 3 Fachwerkträger ersetzt worden, so daß dadurch ein moderner, stützenloser Bühnenraum entstand.

Den Auftrag zur Ausführung der Umänderungsarbeiten bzw. Neulieferungen an dem Skelettbau erhielt die Firma F. A. Neuman, Eschweiler, Kr. Aachen, welche die gesamten Umänderungs- und neuen Konstruktionsarbeiten, trotz der besonderen Schwierigkeiten für beide Arbeiten, in einer anormal kurzen Zeit bewältigte.

Abb. 6. Entfernung der letzten Teile zur Verminderung der Turmbreite.

Abb. 7. Querschnittsausbildung des Rangträgers.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß in vielen, um nicht zu sagen in den meisten Fällen der Abbruch von Konstruktionen schwieriger auszuführen ist, als der Neuaufbau von solchen.

Diese Tatsache wurde auch im vorliegenden Falle wieder besonders bewiesen, in Sonderheit bei den Abbruchsarbeiten des über 50 m hohen Turmskelettes. Nur ganz ausgesuchte Leute konnten dazu Verwendung finden, weil ja bei solchen Arbeiten die allmähliche Gewöhnung an verhältnismäßig große Höhen, wie sie bei einem Aufbau vor sich geht, ins gerade Gegenteil verwandelt wurde, insofern, als die betreffenden Monteure ohne jeden Übergang an dem höchsten Punkt mit ihrer Arbeit beginnen mußten.

Die Abbruchsarbeiten an dem Turm wurden in der verblüffend kurzen Zeit von 14 Tagen ausgeführt, und dabei wurde zeitweilig sogar trotz der beschränkten Raumverhältnisse bezüglich der Grundrißabmessungen mit 2 Kolonnen gearbeitet.

In hervorragender Weise wurde bei diesem Abbruch selbstverständlich das autogene Schneidverfahren in Anwendung gebracht, ohne welches die obengenannte kurze Ausführungszeit keineswegs hätte eingehalten werden können, auch nicht beim Einsetzen von einem Vielfachen der wirklich beschäftigten Arbeitskräfte.

Von dem Fortgang der Umänderungsarbeiten am Turmskelett geben die Abb. 1, 2 u. 6 ein sehr anschauliches Bild.

Abb. 2 zeigt die beiden letzten Eckkreuzstücke kurz vor dem Herunterlassen zur Erdoberfläche, Abb. 6 zeigt denselben Zustand vom Dach aus gesehen.

Was nun den Umbau des Theaterraumes angeht, so zerfällt dieser in zwei Teile. Der erste bestand in dem Herausbrechen der Bühnen- und Rangkonstruktionen, was insofern besonders schwierig war, als die etwa 22 m hohen Außenwandkonstruktionen dadurch mehr und mehr der vorhandenen Aussteifungen in sich und gegeneinander verlustig gingen und dabei dennoch Bewegungsfreiheit und Zugänglichkeit der Wandstützen erforderlich war, um die Neukonstruktion mit der größten Beschleunigung einzubauen. Erschwerend für diese Umbauarbeiten am Theater war, daß, ehe die Stahlkonstruktion hergestellt werden konnte, bereits das Dach aufgebracht werden mußte, um die günstigen Witterungsverhältnisse für diese Arbeit auszunutzen und mit Rücksicht auf etwa eintretendes schlechtes Wetter die teilweise parallel nebeneinander herlaufenden Bauarbeiten unter einem gewissen Regenschutz unabhängig von der Witterung ausführen zu können. Dazu wurden behelfsmäßige Eckaussteifungen durch Holzmaste und Verspannungen durch Drahtseile hergestellt, wobei ein weit-

Abb. 8. Montage der Rangkonstruktion.

Abb. 9. Ranglängsträger.

gehendes Entgegenkommen der Aachener Baupolizei bei Beobachtung aller Sicherheit an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben soll.

Als Sonderheit in der Konstruktion des Theaterraumes sind zwei Punkte hervorzuheben, und zwar:

1. Die stützenlose Überspannung des Parketts durch einen Blechträger von 21,74 m Spannweite, dessen Querschnitt Abb. 7 zeigt, und
2. der Ausbau des eigentlichen Bühnenhauses.

Eine Ansicht des Rangträgers gibt Abb. 8.

Hierbei war eine ganz besondere Schwierigkeit zu überwinden. Selbstverständlich durften die vorhandenen alten Stützen durch die in Frage kommenden hohen Auflagerdrücke (rd. 126 t) grundsätzlich nur mittig belastet werden und weiterhin mit Rücksicht auf die geminderte Wertigkeit der alten Konstruktion die vorhandenen Profile einer sorgfältigen Durchrechnung unter Berücksichtigung des Minderungsprozentsatzes unterworfen werden, damit auch die notwendige Sicherheit vorhanden war. Die mittige Auflagerung an beiden Auflagern ist trotz großer Ausführungsschwierigkeiten einwandfrei gelöst worden, und zwar so, daß beide Trägerenden ihre Auflagerdrücke ohne schädliche Einspannungsmomente an die Stützen abgeben. Der Rangträger selbst wurde in zwei Teilen mit Lastauto zur Baustelle angefahren und dort der Stoß, welcher ungefähr in der Mitte liegt, zusammengenietet. Das Einbringen dieses Trägers war insofern besonders schwierig, weil er mit einem Ende durch die vorhandene Stütze durchgeschoben werden mußte (Abb. 8), während das andere Ende mit Rücksicht auf die Höhenlage vor eine bereits fertiggestellte Betondecke stieß. Aus diesen Gründen mußte vorgesehen werden, daß er mit dem einen Ende durch die gegenüber der Betondecke liegende Stütze durchgeschoben werden konnte. Dazu war erforderlich, daß für eine genau festgelegte Strecke die beiden Gurtungen an diesem letzten Ende so viel verschmälert wurden, daß der Träger zwischen die Einzelpfosten der fraglichen Stütze hindurchging, gleichzeitig mußte aber auch unter Berücksichtigung einer gewissen waagerechten Verdrehung der Spielraum entsprechend größer bemessen werden.

Der Zusammenbau dieses schweren Trägers, das Nieten und das Aufbringen unter diesen besonders schwierigen Umständen hat nur drei Tage unter Leitung des Verfassers in Anspruch genommen.

Besonders bemerkenswert ist auch die Ausbildung des Ranges. Dieser wird von einem stählernen Kragarmgerüst getragen, das nach der Bühnenseite hin eine Ausladung von 5,90 bis 6,60 m hat, wobei der entgegengesetzte Teil der Kragarme nur eine Spannweite von 7,67 m hat (Abb. 5).

Eine anschauliche Darstellung dieses Rangkragträgers gibt Abb. 9, welche die rückwärtigen Kragträger mit den Hängestangen für die Parkettdecke darstellt, die gleichzeitig als Fußboden für Buroräume dient.

Was nun das Bühnenhaus anbetrifft, so war dabei folgende sehr interessante Aufgabe zu lösen.

Die Untergrundverhältnisse sind sehr schlecht und die Gründung selbst liegt gegen Straßenkrone etwa 5,77 m tief.

Der Bühnenraum sollte nach den Plänen des Architekten tiefer werden, d. h. also, nach der Bahnseite hin um ein gewisses Maß vergrößert werden. Dazu waren zwei Wege möglich. Der natürlichste war der, für diese Vertiefung des Bühnenraumes einige neue Fundamente herzustellen und auf diese Fundamente entsprechend starke neue Stützen und daran anschließend den Ausbau der Wandkonstruktion vorzunehmen.

Die zweite Lösung nach dem Vorschlage des Verfassers war die, die vorhandenen Fundamente nicht durch dicht daneben anzuordnende neue zu gefährden, sondern die vorhandenen Hauptstützenfundamente zu benutzen, diese nötigenfalls in irgendeiner Form zu verstärken und dann die Vertiefung des Bühnenraumes mit Hilfe einer Kragträgerkonstruktion freitragend vorzubauen. Dieser Vorschlag gelangte dann auch zur Ausführung.

Wenn man berücksichtigt, daß die nach außen kragenden Konsolarme sowohl Bühnenlast als auch die erhebliche Belastung der Wandkonstruktion aufzunehmen und auf zwei Stützen zu übertragen hatten, so erhellt ohne weiteres daraus, daß diese Konstruktionslösung eine sehr sorgfältige Durchrechnung erforderlich machte, und zwar deshalb, weil das erhebliche Moment soweit rückwärts übertragen werden mußte, daß die vorhandenen Fundamente der Parkettstützen auch bei vollständig unbelastetem Zustande dieses Moment einwandfrei aufzunehmen in der Lage waren, ohne daß dadurch Verstärkungen dieser vorhandenen Fundamente oder sonst irgendwelche Änderungen in der alten Konstruktion vorgenommen zu werden brauchten.

Ein Bild dieser Kragträgerkonstruktion gibt Abb. 10. Die Stützen und Deckenträger waren vorhanden und mußten mit der Konsolkonstruktion umgangen werden!

Für die Übertragung des Auflagerdruckes nach den Konsolarmen hin waren die Fundamente für die vorhandenen

Abb. 10. Kragträgerkonstruktion des Bühnenraumes.

alten Stützen nicht groß genug und die Stützen selbst, ohne komplizierte Verstärkungsarbeiten, nicht genügend knicksicher.

Die Überwindung dieser Lastenübertragung wurde folgendermaßen ausgeführt: Die vorhandenen Stützenfundamente wurden mit den danebenliegenden durch entsprechend eingebundenen neuen armierten Beton verbunden und der in Frage kommende Teil der beiden alten Stützen wurde mit armiertem Beton so ummantelt und mit den Fundamentverbreiterungen in organische Verbindung gebracht, daß dadurch die Stützen eine mehr als ausreichende Knicksicherheit erhielten, weil sie durch den Beton vollständig eingespannt wurden (Abb. 11). Abb. 12 zeigt die Konstruktion des Bühnenhauses.

Abb. 11. Fundamentverstärkung.

Abb. 12. Ansicht des Stahlskeletts an der Bühnenabschlußseite.

Die gesamten Arbeiten, die vorstehend kurz beschrieben sind, waren eine außerordentlich interessante und lehrreiche Ingenieuraufgabe, welche trotz der Kürze der Zeit ohne wesentlichen Unfall durchgeführt wurde.

Besonders ist bei der ganzen Umbauarbeit des Theaters darauf hinzuweisen, daß der Architekt genaue Zeichnungen nicht hinterlassen hat, sondern mehr oder weniger als Skizzen anzusprechende Pläne im Maßstabe 1 : 50, die aber nur den Hauptgedanken des räumlichen Ausbaues darstellten, ohne auch nur in irgendeiner Form Andeutungen oder Angaben zu enthalten, wie die Konstruktion bauseitig gedacht war; dazu kam noch, daß sämtliche Maße, die für die Umbaukonstruktion erforderlich waren, an dem alten Stahlskelettbau aufgemessen werden mußten und dies natürlich immer erst dann, wenn man sich über die in Anlehnung an die bauseitigen Skizzen mögliche und praktisch vorteilhafte konstruktive Lösung klar geworden war. Man mußte also zunächst skizzenmäßig eine Lösung zu finden suchen und dann am vorhandenen Bauwerk diese überprüfen, wobei es sich häufiger herausgestellt hat, daß dabei wiederum Abänderungen in der Konstruktion wegen Ausführungsschwierigkeiten notwendig waren.

Verschiedenes.

Fußgängerbrücken in zum Teil geschweißter und genieteter Ausführung. Für die zu beiden Seiten der sehr verkehrsreichen Lennéstraße in Dresden errichtete Internationale Hygieneausstellung 1930/31 mußte eine Verbindung geschaffen werden, die sowohl in wirtschaftlicher als auch in architektonischer Hinsicht den gestellten Forderungen entsprach. Das gegebene wäre eine Untertunnelung der Straße gewesen, da man in diesem Falle das Stadtbild in keiner Weise gestört hätte. Mit Rücksicht darauf, daß die Verbindung nach Beendigung der Ausstellung wieder beseitigt werden sollte, scheiterte diese Ausführungsart an den hohen Kosten. Demzufolge blieb nur eine Überbrückung übrig.

Die gestellten Bedingungen — kurze Montagezeit, keine Unterbrechung des Straßen- und Straßenbahnverkehrs — konnten in jeder Weise erfüllt werden. Bei der Entwurfsbearbeitung in St 37 war es — infolge der großen Anpassungsfähigkeit dieses Baustoffes — sehr einfach, die beiden Brückenläufe architektonisch durch eine gefällige leichte Formgebung den örtlichen Verhältnissen und dem Gesamtbild gut anzupassen. Da außerdem diese Ausführung wirtschaftlich am günstigsten war, gab man ihr den Vorzug.

Überbrückung der Lennéstraße
im Gelände der Internationalen Hygieneausstellung Dresden.

Im Frühjahr 1930 wurden durch die Ausstellungsleitung die beiden Brücken in Auftrag gegeben. Die unter sich vollkommen gleichen Überbauten haben je 50 m Länge, je 3,4 m Breite und sind als kontinuierliche Träger auf vier Stützen ausgebildet.

Die unmittelbar an den Bordkanten der Bürgersteige stehenden Stützen sind vollwandige Pendelportale, die beiden anderen — da vollkommen eingebaut — einfache Rahmenstützen. Die waagerecht wirkenden Längskräfte werden durch letztere an der Treppenträgerseite aufgenommen. Von den vollwandigen Trägern durften aus ästhetischen Gründen die Außenseiten keine Unterbrechungen durch Stoßlaschen, Aussteifungswinkel usw. erleiden. Die dem Auge sichtbaren Trägerflächen sollten durch diese Anordnung in ihrer vollen Höhe und Länge als ein homogenes, durchgehendes Band wirken. Um dies ohne Mehrkosten zu erreichen, entschloß man sich, die Brücken, soweit es die Verhältnisse gestatteten, zu schweißen, im übrigen die ersten dieser Art in Dresden.

Außer den Montagestößen sind sämtliche Stehblechstöße, Aussteifungs- und Anschlußwinkel sowie Längs- und Querträgeranschlüsse elektrisch geschweißt, die Ober- und Untergurtwinkel dagegen, um eine wirkungsvollere Betonung zu erzielen, an die Stehbleche genietet. Als Gangbahndecke wurden für diesen Zweck besonders angefertigte, leicht armierte Betonplatten in den Abmessungen von 1,6 × 1,6 m auf die Quer- und Längsträger verlegt.

Um die Seitensteifigkeit der Obergurte zu erhöhen und um außerdem die seitlichen Windkräfte (ein Windverband durfte aus besonderen Gründen nicht angebracht werden) aufnehmen und auf die Portale leiten zu können, sind die Betonplatten nach dem fertigen Verlegen unter sich und gegen die Stehbleche abgekeilt und vergossen worden. Diese Anordnung hat sich bisher bestens bewährt. Gleiches ist auch in bezug auf die Anwendung der elektrischen Schweißung — obwohl oftmals ungünstigste Belastungen auftraten — festzustellen.

Das Aufstellen der Portale, der Rahmenstützen und der Träger über dem Bürgersteige erfolgte am Tage für beide Brücken zu gleicher Zeit. Eine Sperrung des Fußgängerverkehrs trat der Sicherheit wegen nur beim Hochziehen der Hauptträger ein. Der mittlere Teil der Brücken, also der über der Fahrstraße, mußte nachts montiert werden. Für diese Arbeiten stand eine einmalige Straßenbahnbetriebspause von insgesamt 4 Stunden zur Verfügung. Der Fahrverkehr wurde während dieser Zeit umgeleitet. Nach gründlichen Vorbereitungen dauerte das Hochziehen der vier mittleren Träger einschließlich Einbau und Ausrichten insgesamt 2 Stunden, so daß man für sämtliche anderen Arbeiten — Entfernen und Wiederanbringen der Straßenbahnleitungsdrähte usw. — die Pause von 4 Stunden nicht benötigte. Die Montagezeit betrug bei einem Gewicht von 35 t nur sechs volle Arbeitstage.

Aus nebenstehender Abbildung ist die Gesamtanordnung der Brücken zu ersehen. Man kann wohl sagen, daß sie mit ihren äußerst günstigen Formen und dem silbergrauen Farbanstrich sehr zum Vorteil und zur Belebung der Umgebung beitragen. — Die Entwurfsbearbeitung wurde von dem Architekten Dipl.-Ing. Christoph, Dresden, die Bauausführung und Montage von dem Werk für Stahlhoch- und Brückenbau, Eisengießerei Kelle & Hildebrandt G. m. b. H., Niedersedlitz-Dresden, ausgeführt. Die Bauleitung lag in den Händen des Herrn Baumeister Barth vom Baubüro der Ausstellung. Oberingenieur Wilke.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 1. Mai 1931 | Heft 9

Angenäherte und genaue Berechnung der Stahlskelettrahmen.

Von Prof. Dr.-Ing. **G. Unold**, Chemnitz.

Die Berechnung der hochgradig statisch unbestimmten Systeme ist bekanntlich dadurch erschwert, daß die statisch unbestimmten und die endgültigen Biegemomente und Stabkräfte von den anfänglich noch unbekannten Profilwerten abhängig sind. Daher werden diese Werte oder wenigstens deren gegenseitige Verhältnisse zunächst angenommen und durch die genaue Rechnung nachgeprüft und entweder bestätigt oder geändert und wiederholt geprüft, bis sie die verlangten Bedingungen befriedigen. Die Profilschätzung erfolgt entweder nach ausgeführten ähnlichen Bauwerken oder nach einfacher Näherungsrechnung, und diese soll derart aufgestellt werden, daß sich möglichst schon im ersten Rechnungsgang die endgültigen Profile ergeben.

Im nachstehenden wird ein einfaches und brauchbares Näherungsverfahren für den zweistieligen Stahlskelettrahmen entwickelt und anschließend das genaue Verfahren gebracht, das dann in den angefügten Zahlenbeispielen die Zweckmäßigkeit des Näherungsweges bestätigt.

Vorausgesetzt ist ein zweistieliger symmetrischer Rahmen für mehrere Stockwerke mit Fußeinspannung und steifen Knotenpunkten. Die lotrechten Lasten bestehen aus den gleichmäßig über alle Riegel verteilten Deckenlasten; als waagerechte Lasten sind nur Windlasten angenommen, die nur dann in Frage kommen, wenn aussteifende Querwände fehlen.

A. Lotrechte Lasten.

Abb. 1.

1. Näherungsrechnung. Nach der in Abb. 1 skizzierten Formänderung dürfen die Wendepunkte der elastischen Linie der Stützen in der Stützenlinie und in Stockwerkmitte angenommen werden. Aus einer einfachen Formänderungsbetrachtung folgt das Einspannmoment des Trägers zu

$$M_t = P\, l\, m,$$

worin

$$m = 1 : \left(2 \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J_t}{J_s} + 12\right);$$

hierin gilt J_t für den Träger und J_s für die anschließenden Stützen, h ist die Stockwerkhöhe oder bei verschiedenen Höhen das Mittel aus oberer und unterer Höhe und l die Stützweite der Träger. Das Mittenmoment im Träger ist dann

$$M_m = P\, l/8 - M_t = P l\,(1/8 - m);$$

in der Regel ist aber M_t größer als M_m, also maßgebend. Die Momente in den Stützen dicht ober- oder unterhalb der Knoten sind

$$M_s = \text{rd. } 1{,}1 \cdot M_t/2 \quad \text{oder} \quad M_s = \text{rd. } 0{,}55\, M_t,$$

worin der Beiwert 1,1 wegen der zu erwartenden ungleichen Verteilung von M_t über die anschließenden Stützen herrührt. Beim obersten Träger ist in obiger m-Formel unter h die halbe Höhe des darunterliegenden Stockwerks einzusetzen, und das anschließende Stützenmoment ist $M_s = M_t$.

Das Durchbiegungsverhältnis für die Träger (Unterzug) ergibt sich aus einfachen Betrachtungen nach Umrechnung zu

$$\frac{l}{f} = \frac{J_{(\mathrm{cm}^4)}}{P_{(t)} \cdot l^2_{(m)}} \cdot \psi, \quad \text{worin} \quad \psi = \frac{1{,}68}{0{,}104 - m}.$$

Die Werte m sind in Kurvenblatt Abb. 2 in Abhängigkeit von h/l und J_s/J_t dargestellt. Kurve Abb. 3 zeigt die Beziehung zwischen m und ψ. Bei wechselnden h setzt man den Mittelwert aus dem oberen und unteren h.

Abb. 2.

Die Stützendrücke S sind aus den Deckenlasten, Wandgewichten und den zu schätzenden Stahlgewichten von vornherein bestimmt.

Abb. 3.

Für eine erste Näherung kann man, falls über die Profile noch gar nichts bekannt ist, den Wert J_s/J_t zunächst gleich 1 annehmen, ermittelt damit das für die Träger maßgebende M und das Trägerprofil und bestimmt das Stützenprofil aus der Forderung

$$\frac{S}{F} \cdot \omega + \frac{M_s}{W} \leqq \sigma_{\mathrm{zul}};$$

damit bestimmt sich ein genauerer Wert für J_s und J_t und dann für M, und obige Rechnung ist zu wiederholen.

Vorstehendes Näherungsverfahren dürfte im allgemeinen für Planung und Kostenanschlag ausreichend sein.

Abb. 4. Abb. 5.

2. Genaue Rechnung. Man bezeichnet die Biegemomente an den dicht neben den Knoten liegenden Stabenden nach Abb. 4 mit M_1, M_2 ... bzw. mit M_{01}, M_{10}, M_{12}, M_{21} ..., führt als Unbekannte die Knotendrehwinkel φ_1, φ_2 ... ein, die gleichzeitig die Verdrehungswinkel der Stabenden sind, nimmt ein beliebiges Vergleichsträgheitsmoment J_0 an und setzt $J_1/J_0 = i_1$, $J_a/J_0 = i_a$ ...

Nun ist nach bekannten Vorgängen gemäß Abb. 5 z. B. für Träger 3

$$\varphi_3 = \frac{P_3\, l^2}{24\, E\, J_3} - \frac{M_3\, l}{2\, E\, J_3} \quad \text{oder}$$

$$M_3 = \frac{P_3\, l}{12} - \frac{2\, E\, J_3\, \varphi_3}{l} = \frac{P_3\, l}{12} - 2\, E\, J_0\, \varphi_3 \cdot \frac{i_3}{l}$$

und für Stütze d

$$\left.\begin{aligned}\varphi_3 &= (2\,M_{34} - M_{43}) \cdot \frac{d}{6\,E J_d} \\ \varphi_4 &= (2\,M_{43} - M_{34}) \cdot \frac{d}{6\,E J_d}\end{aligned}\right\} \text{woraus } M_{34} = \frac{2\,E J_d}{d}\,(2\,\varphi_3 + \varphi_4) = 2\,E J_0\,\varphi_3 \cdot \frac{2\,i_d}{d} + 2\,E J_0\,\varphi_4 \cdot \frac{i_d}{d}.$$

Tafel 1.

		X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1
$M_6 =$	$\frac{P_6\,l}{12}$	$-\frac{i_6}{l}$					
$M_{65} =$		$2 \cdot \frac{i_f}{f}$	$+\frac{i_f}{f}$				
$M_{56} =$		$\frac{i_f}{f}$	$+2 \cdot \frac{i_f}{f}$				
$M_5 =$	$\frac{P_5\,l}{12}$		$-\frac{i_5}{l}$				
$M_{54} =$			$+2 \cdot \frac{i_e}{e}$	$+\frac{i_e}{e}$			
$M_{45} =$			$\frac{i_e}{e}$	$+2 \cdot \frac{i_e}{e}$			
$M_4 =$	$\frac{P_4\,l}{12}$			$-\frac{i_4}{l}$			
$M_{43} =$				$2 \cdot \frac{i_d}{d}$	$+\frac{i_d}{d}$		
$M_{34} =$				$\frac{i_d}{d}$	$+2 \cdot \frac{i_d}{d}$		
$M_3 =$	$\frac{P_3\,l}{12}$				$-\frac{i_3}{l}$		
$M_{32} =$					$2 \cdot \frac{i_c}{c}$	$+\frac{i_c}{c}$	
$M_{23} =$					$\frac{i_c}{c}$	$+2 \cdot \frac{i_c}{c}$	
$M_2 =$	$\frac{P_2\,l}{12}$					$-\frac{i_2}{l}$	
$M_{21} =$						$2 \cdot \frac{i_b}{b}$	$+\frac{i_b}{b}$
$M_{12} =$						$\frac{i_b}{b}$	$+2 \cdot \frac{i_b}{b}$
$M_1 =$	$\frac{P_1\,l}{12}$						$-\frac{i_1}{l}$
$M_{10} =$							$2 \cdot \frac{i_a}{a}$
$M_{01} =$							$\frac{i_a}{a}$

Nach diesen Ansätzen ergibt sich die Tafel 1, worin die Werte $2\,E J_0\,\varphi_6$, $2\,E J_0\,\varphi_5 \ldots$ mit X_6, $X_5 \ldots$ bezeichnet sind und die Beiwerte $\frac{i_6}{l}$, $2 \cdot \frac{i_f}{f}$ usw. mit den darübergesetzten X zu multiplizieren sind.

Aus dem Gleichgewicht der an jedem Knoten zusammenkommenden Stabmomente folgt

$$M_{65} - M_6 = 0, \qquad M_{56} + M_{54} - M_5 = 0, \; \ldots \qquad M_{12} + M_{10} - M_1 = 0;$$

setzt man hierin die Tafelausdrücke der M ein und ordnet die Glieder nach den X, dann entstehen die X-Gleichungen nach Tafel 2, worin die Beiwerte mit den darübergesetzten X zu multiplizieren sind.

Hieraus Reihenfolge des Verfahrens:

1. Beiwerte und Belastungswerte der Gleichungen berechnen,
2. die Gleichungen anschreiben,
3. die Unbekannten berechnen, hierzu dient das weiter unten angegebene Iterationsverfahren,
4. hieraus die endgültigen Momente berechnen.

B. Windlasten.

Wirkt der Wind auf die Langfront, also in Richtung der Rahmenebene, dann setzt er an den Knoten die in Abb. 6 eingetragenen waagerechten Windlasten P_1, $P_2 \ldots$ ab. Es tritt die daselbst übertrieben dargestellte Formänderung ein, wobei Träger und Stützen an den Wendepunkten geschnitten und daselbst die Querkräfte angebracht sind. Die Wendepunkte liegen stets genau in den Trägermitten, aber für die einzelnen Stützenfelder in verschiedenen Höhen. Die Querkräfte in den Stützen sind genau und unabhängig von der Lage der Wendepunkte

Abb. 6.

$$\begin{aligned}Q_f &= P_6 : 2 \\ Q_e &= (P_6 + P_5) : 2 \\ Q_d &= (P_6 + P_5 + P_4) : 2 \\ Q_c &= (P_6 + \ldots + P_3) : 2 \\ Q_b &= (P_6 + \ldots + P_2) : 2 \\ Q_a &= (P_6 + \ldots + P_1) : 2\end{aligned}$$

Man unterscheidet auch hier wieder zwischen Näherungsrechnung und genauer Rechnung.

1. Näherungsrechnung. Die Lagen der Stützenwendepunkte sind von den Stützenprofilen abhängig, also unbekannt. Man nimmt nun in Annäherung die Wendepunktabstände von den oberen Knoten wie folgt an:

im obersten Stockwerk $f_6 =$ rd. $0{,}75\,f$,
im zweiten „ $b_2 =$ „ $0{,}5\;b$,
im ersten „ $a_1 =$ „ $0{,}2\;a$.

Die Abstände in den anderen Stockwerken gehen dann allmählich von b_2 bis f_6 über (Abb. 6).

Nach Annahme der Wendepunktlagen folgen die Biegemomente und die Trägerquerkräfte sowie die Stützenkräfte nach Tafel 3.

Tafel 2.

Gleichung	X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	Belastungswerte
6	$\frac{i_6}{l} + 2 \cdot \frac{i_f}{f}$	$+\frac{i_f}{f}$					$= \frac{P_6\,l}{12}$
5	$\frac{i_f}{f}$	$+2 \cdot \frac{i_f}{f} + \frac{i_5}{l} + 2 \cdot \frac{i_e}{e}$	$+\frac{i_e}{e}$				$= \frac{P_5\,l}{12}$
4		$\frac{i_e}{e}$	$+2 \cdot \frac{i_e}{e} + \frac{i_4}{l} + 2 \cdot \frac{i_d}{d}$	$+\frac{i_d}{d}$			$= \frac{P_4\,l}{12}$
3			$\frac{i_d}{d}$	$+2 \cdot \frac{i_d}{d} + \frac{i_3}{l} + 2 \cdot \frac{i_c}{c}$	$+\frac{i_c}{c}$		$= \frac{P_3\,l}{12}$
2				$\frac{i_c}{c}$	$+2 \cdot \frac{i_c}{c} + \frac{i_2}{l} + 2 \cdot \frac{i_b}{b}$	$+\frac{i_b}{b}$	$= \frac{P_2\,l}{12}$
1					$\frac{i_b}{b}$	$+2 \cdot \frac{i_b}{b} + \frac{i_1}{l} + 2 \cdot \frac{i_a}{a}$	$= \frac{P_1\,l}{12}$

Tafel 3.

$M_{65}=Q_f\,f_6$ $M_{56}=Q_f\,f_5$	$M_6=M_{65}$	$Q_6=M_6:\frac{l}{2}$	$S_6=Q_6$
$M_{54}=Q_e\,e_5$ $M_{45}=Q_e\,e_4$	$M_5=M_{56}+M_{54}$	$Q_5=M_5:\frac{l}{2}$	$S_5=Q_6+Q_5$
$M_{43}=Q_d\,d_4$ $M_{34}=Q_d\,d_3$	$M_4=M_{45}+M_{43}$	$Q_4=M_4:\frac{l}{2}$	$S_4=Q_6+Q_5+Q_4$
$M_{32}=Q_c\,c_3$ $M_{23}=Q_c\,c_2$	$M_3=M_{34}+M_{32}$	$Q_3=M_3:\frac{l}{2}$	$S_3=Q_6+\ldots+Q_3$
$M_{21}=Q_b\,b_2$ $M_{12}=Q_b\,b_1$	$M_2=M_{23}+M_{21}$	$Q_2=M_2:\frac{l}{2}$	$S_2=Q_6+\ldots+Q_2$
$M_{10}=Q_a\,a_1$ $M_{01}=Q_a\,a_0$	$M_1=M_{12}+M_{10}$	$Q_1=M_1:\frac{l}{2}$	$S_1=Q_6+\ldots+Q_1$

2. Genaue Rechnung. Man führt als statisch Unbestimmte die Biegemomente in den Stützen dicht über den Knoten ein. Für das 3. und 4. Stockwerk nach Abb. 7 folgt

$$Q_4\cdot\frac{l}{2}=+Q_d\,d-M_{34}+M_{45},$$

$$\varphi_3=(M_{45}-M_{34}+Q_d\,d)\frac{l}{6EJ_4}+\frac{Q_d\,d^2}{2EJ_d}-\frac{M_{34}\,d}{EJ_d}$$

und

$$\varphi_3=(M_{34}-M_{23}+Q_c\,c)\frac{l}{6EJ_3}.$$

Aus der Gleichsetzung beider φ folgt mit Einführung des Vergleichswertes J_0 und mit $i_3=J_3/J_0$, $i_d=J_d/J_0$ usw. nach dem Ordnen der Glieder

$$-M_{45}\cdot\frac{l}{i_4}+M_{34}\left(\frac{l}{i_4}+\frac{6\,d}{i_d}+\frac{l}{i_3}\right)-M_{23}\cdot\frac{l}{i_3}=Q_d\left(\frac{d\,l}{i_4}+\frac{3\,d^2}{i_d}\right)-Q_c\cdot\frac{c\,l}{i_3}.$$

Man erhält auf diese Weise so viel Gleichungen, als Stockwerke vorhanden; Tafel 4 zeigt deren schematische Form.

Nach Auflösung dieser Gleichungen folgt

$M_{65}=Q_f\,f-M_{56}$ $\quad M_{32}=Q_c\,c-M_{23}$

$M_{54}=Q_e\,e-M_{45}$ $\quad M_{21}=Q_b\,b-M_{12}$

$M_{43}=Q_d\,d-M_{34}$ $\quad M_{10}=Q_a\,a-M_{01}$

und damit folgen die Trägermomente, Trägerquerkräfte und Stützenkräfte.

Beispiel. Rahmen für ein Fabrikgebäude nach Abb. 8 mit 4 m Rahmenabstand.

A. Lotrechte Lasten.

Zusammenstellung der Gewichte und Nutzlasten.

	Eigengewicht der Decke kg/m²	Nutzlast[1]) kg/m²	Trägergewicht t	Gesamtlast t
Dachträger 6	75	Schnee 75	0,5	7
Decke 5	250	250	0,8	21
„ 4	300	400	1,0	29
„ 3	300	500	1,1	33
„ 2	300	500	1,1	33
„ 1	300	500	1,1	33

[1]) Bemerkungen über die Abstufung der Nutzlast von oben nach unten bei Wohn- und Bürogebäuden siehe S. 101.

Der Stützenstoß soll etwa 1 m über Knoten 3 liegen; oberhalb des Stoßes bleibt die Querschnittsausbildung die gleiche, aber mit kleinerem Profil.

Abb. 7.

Abb. 8.

Stützendrücke.

S_f	= 3,5 t
Wand f	= 1,6 t
Stütze f	= 0,8 t
Decke 5	= 10,5 t
S_e	= 16,4 t
Wand e	= 1,6 t
Stütze e	= 0,8 t
Decke 4	= 14,5 t
S_d	= 33,3 t
Wand d	= 1,7 t
Stütze d	= 0,8 t
Decke 3	= 16,5 t
S_c	= 52,3 t
Wand c	= 1,8 t
Stütze c	= 1,0 t
Decke 2	= 16,5 t
S_b	= 71,6 t
Stütze b	= 1,0 t
Decke 1	= 16,5 t
S_a	= 89,1 t

Erste Näherungsrechnung. Für alle Stockwerke wird vorläufig $J_s/J_t=1$ angenommen.

Träger 1 bis 3. $P=33$ t, $h/l=4/10$, $m=$ rd. 0,078, $M_t=33\cdot10\cdot0{,}078=25{,}8$ mt, $M_m=33\cdot10\cdot(0{,}125-0{,}078)=15{,}5$ mt, erforderliches Profil I 45. $\psi=$ rd. 64, $l/f=45\,850\cdot64/33\cdot10^2=890$.

Träger 4. $P=29$ t, $h/l=3{,}7/10$, $m=0{,}078$, $M_t=29\cdot10\cdot0{,}078=22{,}6$ m, erf. I $42^1/_2$. $\psi=64$, $l/f=36\,970\cdot64/29\cdot10^2=815$.

Träger 5. $P=21$ t, $h/l=3{,}6/10$, $m=0{,}078$, $M_t=21\cdot10\cdot0{,}078=16{,}3$ mt, erf. I 38. $\psi=64$, $l/f=24\,010\cdot64/21\cdot10^2=730$.

Träger 6. $P=7$ t, $h/l=1{,}8/10$, $m=0{,}08$, $M_t=7\cdot10\cdot0{,}08=5{,}6$ mt, wegen Durchbiegung und aus baulichen Gründen I 30 gewählt. $\psi=70$, $l/f=9800\cdot70/7\cdot10^2=980$.

Stütze a. $M_s=$ rd. $0{,}55\cdot25{,}8=14{,}2$ mt, $S=89{,}1$ t. II 34 liefert $F=174$ cm², $W_x=1846$ cm³, $s=320$ cm, $i_x=13{,}5$ cm, $\lambda=24$, $\omega=1{,}04$, $\sigma=\frac{89{,}1}{174}\cdot1{,}04+\frac{1420}{1846}=0{,}53+0{,}77=1{,}30$ t/cm².

Stütze b. $M_s=14{,}2$ mt, $S=71{,}6$ t; beim gleichen Profil ist $s=400$ cm, $\lambda=30$, $\omega=1{,}06$, daher σ geringer als oben.

Stütze c. Dasselbe Profil, σ geringer.

Stütze d. M_s nur von Träger 4 her zu rechnen, also $M_s=0{,}55\cdot22{,}6=12{,}5$ mt, $S=33{,}3$ t. Profil II 30 liefert $F=138$ cm², $W_x=1306$ cm³, $s=380$ cm, $i_x=11{,}9$, $\lambda=32$, $\omega=1{,}07$, $\sigma=\frac{33{,}3}{138}\cdot1{,}07+\frac{1250}{1306}=0{,}26+1{,}04=1{,}30$ t/cm².

Stütze e und f. Dasselbe Profil, σ geringer.

Zweite Näherungsrechnung. Aus den angenommenen Profilen folgt

Träger 1 bis 3	Träger 4	Träger 5	Träger 6
$\frac{J_s}{J_t}=\frac{31\,400}{45\,850}=0{,}69,$	$=\frac{31\,400}{36\,970}=0{,}85$	$=\frac{19\,600}{24\,010}=0{,}81$	$=\frac{19\,600}{9800}=2{,}0.$

Tafel 4.

M_{56}	M_{45}	M_{34}	M_{23}	M_{12}	M_{01}	Belastungswerte
$\frac{l}{i_6}+\frac{6f}{i_f}+\frac{l}{i_5}$	$-\frac{l}{i_5}$					$=Q_f\left(\frac{f\,l}{i_6}+\frac{3f^2}{i_f}\right)-Q_e\cdot\frac{e\,l}{i_5}$
$-\frac{l}{i_5}$	$\frac{l}{i_5}+\frac{6e}{i_e}+\frac{l}{i_4}$	$-\frac{l}{i_4}$				$=Q_e\left(\frac{e\,l}{i_5}+\frac{3e^2}{i_e}\right)-Q_d\cdot\frac{d\,l}{i_4}$
	$-\frac{l}{i_4}$	$+\frac{l}{i_4}+\frac{6d}{i_d}+\frac{l}{i_3}$	$-\frac{l}{i_3}$			$=Q_d\left(\frac{d\,l}{i_4}+\frac{3d^2}{i_d}\right)-Q_c\cdot\frac{c\,l}{i_3}$
		$-\frac{l}{i_3}$	$+\frac{l}{i_3}+\frac{6c}{i_c}+\frac{l}{i_2}$	$-\frac{l}{i_2}$		$=Q_c\left(\frac{c\,l}{i_3}+\frac{3c^2}{i_c}\right)-Q_b\cdot\frac{b\,l}{i_2}$
			$-\frac{l}{i_2}$	$+\frac{l}{i_2}+\frac{6b}{i_b}+\frac{l}{i_1}$	$-\frac{l}{i_1}$	$=Q_b\left(\frac{b\,l}{i_2}+\frac{3b^2}{i_b}\right)-Q_a\cdot\frac{a\,l}{i_1}$
				$-\frac{l}{i_1}$	$+\frac{l}{i_1}+\frac{6a}{i_a}$	$=Q_a\left(\frac{a\,l}{i_1}+\frac{3a^2}{i_a}\right)$

Träger 1 bis 3. $h/l = 0{,}4$, $m = 0{,}076$, $M_t = 33 \cdot 10 \cdot 0{,}076 = 25$ mt, für I 45 ist $\sigma = 2500/2040 = 1{,}23$ t/cm².

Träger 4. $h/l = 0{,}37$, $m = 0{,}077$, $M_t = 29 \cdot 10 \cdot 0{,}077 = 22{,}3$ mt, für I 42½ ist $\sigma = 2230/1740 = 1{,}29$ t/cm².

Träger 5. $h/l = 0{,}36$, $m = 0{,}078$, $M_t = 21 \cdot 10 \cdot 0{,}078 = 16{,}4$ mt, für I 38 ist $\sigma = 1630/1260 = 1{,}29$ t/cm².

Träger 6. $h/l = 0{,}18$, $m = 0{,}08$, $M_t = 7 \cdot 10 \cdot 0{,}08 = 5{,}6$ mt, für I 30 ist $\sigma = 560/653 = 0{,}86$ t/cm².

Man erkennt aus dem Vergleich zwischen den Ergebnissen der ersten und zweiten Näherung, daß nach der Profilwahl die Werte m sich so wenig ändern, daß dadurch eine Korrektur der nach der ersten Näherung gewonnenen Profile nicht mehr erforderlich ist. Daher erübrigt sich auch eine wiederholte Nachrechnung der Stützen.

Profilvariante. Für Träger 1 ist nach der ersten Näherung $M_t = 25{,}8$ mt. I P 32 hat $J_x = 32\,250$ cm⁴ und $W_x = 2020$ cm³, somit $\sigma = 2580/2020 = 1{,}26$ t/cm². Es folgt $J_s/J_t =$ rd. 1, demnach obige Annahme gut. Mit $m = 0{,}40$ folgt $\varphi =$ rd. 64, $l/f = 32\,250 \cdot 64/33 \cdot 10^2 = 625$. Dieses ist zwar noch zulässig, aber das Profil ist um 17 % schwerer als der I-Träger.

Indessen wird trotz des Mehrgewichtes der I P-Träger dann bevorzugt, wenn aus baulichen Gründen und zwecks Raumgewinnung die Deckenhöhe möglichst beschränkt werden soll und wenn dabei die Durchbiegung in den verlangten Grenzen bleibt.

Genaue Nachrechnung. Für ein angenommenes Vergleichsträgheitsmoment $J = 5000$ cm⁴ folgt

Träger 6	$i_6 = 9\,800/5000 = 2{,}0$	$i_6/l = 0{,}2$
„ 5	$i_5 = 24\,010/5000 = 4{,}8$	$i_5/l = 0{,}48$
„ 4	$i_4 = 36\,970/5000 = 7{,}4$	$i_4/l = 0{,}74$
„ 3, 2, 1	$i_3, i_2, i_1 = 45\,850/5000 = 9{,}2$	$i_3/l, i_2/l, i_1/l = 0{,}92$

Stütze $f = 3{,}6$	$i_f = 19\,600/5000 = 3{,}9$	$i_f/f = 1{,}084$
„ $e = 3{,}6$	$i_e = 19\,600/5000 = 3{,}9$	$i_e/e = 1{,}084$
„ $d = 3{,}8$	$i_d = 19\,600/5000 = 3{,}9$	$i_d/d = 1{,}027$
„ $c = 4{,}0$	$i_c = 31\,400/5000 = 6{,}3$	$i_c/c = 1{,}575$
„ $b = 4{,}0$	$i_b = 31\,400/5000 = 6{,}3$	$i_b/b = 1{,}575$
„ $a = 3{,}2$	$i_a = 31\,400/5000 = 6{,}3$	$i_a/a = 1{,}970$

Damit ergeben sich die in nachstehendem Gleichungsschema eingesetzten Beiwerte $\frac{i_6}{l} + 2\frac{i_f}{f} = 0{,}2 + 2 \cdot 1{,}084 = 2{,}368$ usw.

Ferner sind die Belastungswerte bei gleichzeitiger Belastung aller Decken

$$\frac{P_6\,l}{12} = \frac{7 \cdot 10}{12} = 5{,}83, \qquad \frac{P_5\,l}{12} = \frac{21 \cdot 10}{12} = 17{,}5 \text{ usw.}$$

Tafel 5.

Gleichung	X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	Belastungswerte
6	2,368	1,084					= 5,83
5	1,084	4,816	1,084				= 17,5
4		1,084	4,962	1,027			= 24,2
3			1,027	6,124	1,575		= 27,5
2				1,575	7,220	1,575	= 27,5
1					1,575	8,010	= 27,5

Die Auflösung dieser Gleichungen erfolgt zweckmäßig nach dem Iterationsverfahren, d. i. ein Annäherungsverfahren, das nach wenigen Rechnungsgängen mit dem Rechenschieber die Ergebnisse mit hinreichender Genauigkeit liefert. Die ersten noch groben Näherungswerte sind:

$$\begin{aligned}
X_6 &= 5{,}83 : (2{,}368 + 1{,}084) &&= 1{,}69\\
X_5 &= 17{,}5 : (1{,}084 + 4{,}816 + 1{,}084) &&= 2{,}50\\
X_4 &= 24{,}2 : (1{,}084 + 4{,}962 + 1{,}027) &&= 3{,}42\\
X_3 &= 27{,}5 : (1{,}027 + 6{,}124 + 1{,}575) &&= 3{,}15\\
X_2 &= 27{,}5 : (1{,}575 + 7{,}220 + 1{,}575) &&= 2{,}65\\
X_1 &= 27{,}5 : (1{,}575 + 8{,}010) &&= 2{,}87.
\end{aligned}$$

Diese Werte setzt man in die Gleichungen ein und erhält die zweiten Näherungswerte:

$$\begin{aligned}
X_6 &= (5{,}83 \ldots\ldots\ldots - 1{,}084 \cdot 2{,}50) : 2{,}368 = 1{,}32\\
X_5 &= (17{,}5 - 1{,}084 \cdot 1{,}69 - 1{,}084 \cdot 3{,}42) : 4{,}816 = 2{,}48\\
X_4 &= (24{,}2 - 1{,}084 \cdot 2{,}50 - 1{,}027 \cdot 3{,}15) : 4{,}962 = 3{,}68\\
X_3 &= (27{,}5 - 1{,}027 \cdot 3{,}42 - 1{,}575 \cdot 2{,}65) : 6{,}124 = 3{,}24\\
X_2 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 3{,}15 - 1{,}575 \cdot 2{,}87) : 7{,}220 = 2{,}50\\
X_1 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 2{,}65 - \ldots\ldots) : 8{,}010 = 2{,}91.
\end{aligned}$$

Man wiederholt das Verfahren so lange, bis sich die Ergebnisse nicht mehr ändern; die dritten Näherungswerte:

$$\begin{aligned}
X_6 &= (5{,}83 \ldots\ldots\ldots - 1{,}084 \cdot 2{,}48) : 2{,}368 = 1{,}32\\
X_5 &= (17{,}5 - 1{,}084 \cdot 1{,}32 - 1{,}084 \cdot 3{,}68) : 4{,}816 = 2{,}50\\
X_4 &= (24{,}2 - 1{,}084 \cdot 2{,}48 - 1{,}027 \cdot 3{,}24) : 4{,}962 = 3{,}66\\
X_3 &= (27{,}5 - 1{,}027 \cdot 3{,}68 - 1{,}575 \cdot 2{,}50) : 6{,}124 = 3{,}23\\
X_2 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 3{,}24 - 1{,}575 \cdot 2{,}91) : 7{,}220 = 2{,}47\\
X_1 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 2{,}50 - \ldots\ldots) : 8{,}010 = 2{,}94.
\end{aligned}$$

Die vierten Näherungswerte, die dann als endgültig betrachtet werden:

$$\begin{aligned}
X_6 &= (5{,}83 \ldots\ldots\ldots - 1{,}084 \cdot 2{,}50) : 2{,}368 = 1{,}31\\
X_5 &= (17{,}5 - 1{,}084 \cdot 1{,}32 - 1{,}084 \cdot 3{,}66) : 4{,}816 = 2{,}51\\
X_4 &= (24{,}2 - 1{,}084 \cdot 2{,}50 - 1{,}027 \cdot 3{,}23) : 4{,}962 = 3{,}66\\
X_3 &= (27{,}5 - 1{,}027 \cdot 3{,}66 - 1{,}575 \cdot 2{,}47) : 6{,}124 = 3{,}24\\
X_2 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 3{,}23 - 1{,}575 \cdot 2{,}94) : 7{,}220 = 2{,}46\\
X_1 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 2{,}47 - \ldots\ldots) : 8{,}010 = 2{,}95.
\end{aligned}$$

Von hier ab ist keine Änderung der Werte mehr zu erwarten, und man betrachtet diese letzten Werte als endgültig.

Durch Einsetzen dieser Werte in Tafel 6 erhält man die endgültigen Momente.

In nebenstehender Tafel sind die Werte $-0{,}2$, $+2{,}168$, $+1{,}084$ usw. mit den darüberstehenden X zu multiplizieren und dann zu addieren.

Die Schlußproben $M_6 - M_{65} = 0$, $M_{56} + M_{54} - M_5 = 0$ usw. stimmen zwar nicht völlig, was mit der nicht hinreichenden Stellenzahl der X und mit den Rechnungsabrundungen zusammenhängt; indessen ist die hier errechnete Genauigkeit völlig ausreichend, und die sich ergebenden Restfehler sind belanglos.

In der letzten Spalte der Tafel 6 sind in Klammern die Trägermomente nach der zweiten Näherungsrechnung und die zugehörigen Stützenmomente $= 0{,}55 \times$ Trägermoment eingesetzt. Man findet für die Trägermomente auffallend gute und für die Stützenmomente erträgliche Übereinstimmung mit den genauen Werten, womit die Berechtigung der Näherungsrechnung, wenigstens für die vorliegende Bauart erwiesen ist.

Im Zusammenhang damit tritt die weitere Frage auf, ob eine andere Nutzlastverteilung größere Momente hervorbringt. Es könnte beispielsweise vorkommen, daß eine der Decken keine Nutzlast erhält, während alle anderen Decken vollbelastet sind. In dem Schema der genauen Rechnung braucht nur in der betreffenden Gleichung der Belastungswert auf Eigengewicht umgesetzt zu werden, wodurch sich alle X und alle Momente ändern, und zwar am meisten die in der Nachbarschaft der betreffenden Decke; außerdem werden die Stützendrücke um den wegfallenden Betrag kleiner.

Eine erneute genaue Nachrechnung für Decke 1 mit Eigengewicht und für alle anderen Decken mit Vollbelastung ergab folgende M-Werte:

M_6 bis M_4 unverändert

$$\begin{aligned}
M_{43} &= 10{,}76 \text{ mt}\\
M_{34} &= 10{,}17 \text{ „}\\
M_3 &= 24{,}64 \text{ „}\\
M_{32} &= 14{,}46 \text{ „}\\
M_{23} &= 14{,}22 \text{ „}\\
M_2 &= 24{,}78 \text{ „}\\
M_{21} &= 10{,}53 \text{ „}\\
M_{12} &= 7{,}08 \text{ „}\\
M_1 &= 10{,}09 \text{ „}\\
M_{10} &= 3{,}03 \text{ „}\\
M_{01} &= 1{,}51 \text{ „}
\end{aligned}$$

Man ersieht, daß Träger 1 und die anschließenden Stützen, wie zu erwarten, erheblich geringere Momente erhalten, und daß nur M_{32} um geringes und M_{23} um etwa 11 % größer geworden ist, wobei in dieser Stütze der Druck derselbe bleibt. Man sieht weiter, daß dieses M_{23} nur um weniges den Näherungswert von 13,7 mt übersteigt.

Im allgemeinen wird es nicht nötig sein, alle möglichen Belastungszusammenstellungen getrennt zu untersuchen; jedoch empfiehlt es sich, solche Fälle dadurch zu berücksichtigen, daß man bei den Stützen und bei Annahme einer Vollbelastung aller Decken die zulässige Spannung möglichst nicht ganz ausnutzt.

Tafel 6.

	$X_6 = 1{,}31$	$X_5 = 2{,}51$	$X_4 = 3{,}66$	$X_3 = 3{,}24$	$X_2 = 2{,}46$	$X_1 = 2{,}95$	Endgültige Momente mt	Die Momente aus der Näherungsrechnung
$M_6 = 5{,}83$	$-0{,}2$						$= 5{,}57$	(5,6)
$M_{65} =$	$+2{,}168$	$+1{,}084$					$= 5{,}56$	
$M_{56} =$	$+1{,}084$	$+2{,}168$					$= 6{,}86$	(9,0)
$M_5 = 17{,}5$		$-0{,}48$					$= 16{,}30$	(16,4)
$M_{54} =$		$+2{,}168$	$+1{,}084$				$= 9{,}41$	(9,0)
$M_{45} =$		$+1{,}084$	$+2{,}168$				$= 10{,}66$	(12,2)
$M_4 = 24{,}2$			$-0{,}74$				$= 21{,}49$	(22,3)
$M_{43} =$			$+2{,}054$	$+1{,}027$			$= 10{,}85$	(12,2)
$M_{34} =$			$+1{,}027$	$+2{,}054$			$= 10{,}42$	(13,7)
$M_3 = 27{,}5$				$-0{,}92$			$= 24{,}52$	(25,0)
$M_{32} =$				$+3{,}150$	$+1{,}575$		$= 14{,}07$	(13,7)
$M_{23} =$				$+1{,}575$	$+3{,}150$		$= 12{,}84$	(13,7)
$M_2 = 27{,}5$					$-0{,}92$		$= 25{,}24$	(25,0)
$M_{21} =$					$+3{,}150$	$+1{,}575$	$= 12{,}39$	(13,7)
$M_{12} =$					$+1{,}575$	$+3{,}150$	$= 13{,}17$	(13,7)
$M_1 = 27{,}5$						$-0{,}92$	$= 24{,}79$	(25,0)
$M_{10} =$						$+3{,}940$	$= 11{,}62$	(13,7)
$M_{01} =$						$+1{,}970$	$= 5{,}81$	

Über die Nutzlastenverteilung ist noch folgendes zu bemerken:

In Fabrikgebäuden (wie im vorliegenden Beispiel) oder in Lagerhäusern u. dgl. rühren die Nutzlasten von Maschinen, Waren usw. her, und es liegt die Möglichkeit einer gleichzeitigen Vollbelastung aller Decken vor. Bei Wohn- und Bürogebäuden, wo die Nutzlast im wesentlichen von Menschengedränge herrührt, ist es baupolizeilicherseits im allgemeinen zulässig, eine von oben nach unten abnehmende Nutzlast anzunehmen; nähere Angaben für reine Wohnbauten finden sich in den maßgebenden Bestimmungen. Dabei sind aber die einzelnen Träger selbstverständlich auf volle Nutzlast zu berechnen. Da nun nach obigem die Belastung irgendeiner Decke auf die Momente der benachbarten Träger und anschließenden Stützen wenig Einfluß ausübt ist es richtig, auch im Falle der Nutzlastenermäßigung die Momente auf gleichzeitige Vollbelastung aller Decken zu berechnen und die Nutzlastenabnahme nur den Drücken in den unteren Stützen zugute kommen zu lassen.

B. Windlasten.

Das unterste Geschoß bildet den Keller; die Frontwand b und c erhalte 100 kg/m², die Frontwand d, e und f 125 kg/m² Winddruck gemäß den Bestimmungen. Das liefert nachstehende Windlasten:

Feld f $P_f = 4 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}125 = 1{,}8$ t	Knoten 6 $P_6 = \frac{1{,}8}{2} = 0{,}9$ t
„ e $P_e = 4 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}125 = 1{,}8$ t	„ 5 $P_5 = \frac{1{,}8 + 1{,}8}{2} = 1{,}8$ t
„ d $P_d = 4 \cdot 3{,}8 \cdot 0{,}125 = 1{,}9$ t	„ 4 $P_4 = \frac{1{,}8 + 1{,}9}{2} = 1{,}85$ t
„ c $P_c = 4 \cdot 4 \cdot 0{,}1 = 1{,}6$ t	„ 3 $P_3 = \frac{1{,}9 + 1{,}6}{2} = 1{,}75$ t
„ b $P_b = 4 \cdot 4 \cdot 0{,}1 = 1{,}6$ t	„ 2 $P_2 = \frac{1{,}6 + 1{,}6}{2} = 1{,}6$ t
	„ 1 $P_1 = \frac{1{,}6}{2} = 0{,}8$ t

Hieraus die nachstehenden Stützenquerkräfte:

$Q_f = 0{,}45$, $Q_e = 1{,}35$, $Q_d = 2{,}28$, $Q_c = 3{,}15$, $Q_b = 3{,}95$, $Q_a = 4{,}35$ t.

Näherungsrechnung. Für die nachstehend angenommenen Wendepunktlagen folgen die danebenstehenden Stützen- und Trägermomente, Trägerquerkräfte und Stützenkräfte (alles in mt und t):

$f_6 = 2{,}7$	$M_{65} = 1{,}22$	$M_6 = 1{,}2$	$Q_6 = 0{,}24$	
$f_5 = 0{,}9$	$M_{56} = 0{,}40$			$S_f = 0{,}24$
$e_5 = 2{,}4$	$M_{54} = 3{,}24$	$M_5 = 3{,}6$	$Q_5 = 0{,}72$	
$e_4 = 1{,}2$	$M_{45} = 1{,}62$			$S_e = 0{,}96$
$d_4 = 2{,}3$	$M_{43} = 5{,}25$	$M_4 = 6{,}9$	$Q_4 = 1{,}38$	
$d_3 = 1{,}5$	$M_{34} = 3{,}42$			$S_d = 2{,}34$
$c_3 = 0{,}22$	$M_{32} = 6{,}95$	$M_3 = 10{,}4$	$Q_3 = 2{,}08$	
$c_2 = 0{,}18$	$M_{23} = 5{,}70$			$S_c = 4{,}42$
$b_2 = 2{,}0$	$M_{21} = 7{,}90$	$M_2 = 13{,}6$	$Q_2 = 2{,}72$	
$b_1 = 2{,}0$	$M_{12} = 7{,}90$			$S_b = 7{,}14$
$a_1 = 0{,}6$	$M_{10} = 2{,}60$	$M_1 = 10{,}5$	$Q_1 = 2{,}10$	
$a_0 = 2{,}6$	$M_{01} = 11{,}30$			$S_a = 9{,}24$

Wegen Neuprofilierung setzt wieder das Näherungsverfahren mit $J_s/J_t = 1$ ein. Größte Spannung für Eigengewicht, Nutzlast und Wind sei 1,6 t/cm². Da die Normalprofile zu hoch werden, sind hier für die Träger mit Ausnahme des obersten durchweg IP-Profile angenommen. Die M für Eigengewicht und Nutzlast sind der ersten Näherungsrechnung entnommen.

Träger 1. $M_t = 25{,}8 + 10{,}5 = 36{,}3$. Erf. I P 36.
$\sigma = 3630/2510 = 1{,}45$.

Träger 2. $M_t = 25{,}8 + 13{,}6 = 39{,}4$. Erf. I P 36.
$\sigma = 3940/2510 = 1{,}56$.

Träger 3. Dasselbe Profil, σ geringer.

Träger 4. $M_t = 22{,}6 + 6{,}9 = 29{,}5$. Erf. I P 32.
$\sigma = 2950/2020 = 1{,}45$.

Träger 5. $M_t = 16{,}3 + 3{,}6 = 19{,}9$. Erf. I P 28.
$\sigma = 1990/1480 = 1{,}35$.

Träger 6 wie bisher.

Die dem Winde abgekehrten Stützen sind am höchsten beansprucht, da die S und die M_s durch die lotrechten Lasten und die Windlasten sich addieren.

Stütze a. $S = 89{,}1 + 9{,}24 = 98{,}4$. $M_s = 14{,}2 + 7{,}9 = 22{,}1$. II 36 mit $F = 194$, $W_x = 2180$, $i_x = 14{,}2$, $s = 320$, $\lambda = 23$, $\omega = 1{,}03$ liefert $\sigma = 0{,}52 + 1{,}17 = 1{,}69$. Wegen des besonders großen, aber nur in Fußnähe wirkenden Momentes werden die Seitenbleche der Stützenfußausbildung so hoch geführt, daß dieses Moment vom verstärkten Stützenende aufgenommen wird und obige Spannung nicht auftritt.

Stütze b. $S = 71{,}6 + 7{,}14 = 78{,}8$. $M_s = 14{,}2 + 7{,}9 = 22{,}1$. Obiges Profil mit $s = 400$, $\lambda = 28$, $\omega = 1{,}05$ liefert $\sigma = 0{,}43 + 1{,}01 = 1{,}44$.

Stütze c. Dasselbe Profil, σ geringer.

Stütze d. $S = 33{,}3 + 2{,}34 = 35{,}7$. $M_s = 12{,}5 + 5{,}25 = 17{,}8$. II 32 mit $F = 156$, $W_x = 1564$, $i_x = 12{,}7$, $s = 380$, $\lambda = 30$, $\omega = 1{,}06$ liefert $\sigma = 0{,}24 + 1{,}14 = 1{,}38$.

Stütze e und f. Dasselbe Profil, σ geringer.

Genaue Berechnung. Diese müßte getrennt für lotrechte Lasten und für Windlasten erfolgen; die bisherigen Ergebnisse der genauen Rechnung für lotrechte Lasten können hier wegen der Profiländerung nicht benutzt werden. Wir unterdrücken die Rechnung für lotrechte Lasten, da sie nichts Neues bietet, und stellen nur die Windlastenberechnung auf.

Mit $J_0 = 10\,000$ cm⁴ folgt:

$J_6 = 9\,800$	$i_6 = 0{,}98$	$l/i_6 = 10{,}2$	$J_f = 25\,020$	$i_f = 2{,}50$	$f/i_f = 1{,}44$
$J_5 = 20\,720$	$i_5 = 2{,}07$	$l/i_5 = 4{,}83$	$J_e = 25\,020$	$i_e = 2{,}50$	$e/i_e = 1{,}44$
$J_4 = 32\,250$	$i_4 = 3{,}23$	$l/i_4 = 3{,}10$	$J_d = 25\,020$	$i_d = 2{,}50$	$d/i_d = 1{,}52$
$J_3 = 45\,120$	$i_3 = 4{,}51$	$l/i_3 = 2{,}22$	$J_c = 39\,220$	$i_c = 3{,}92$	$c/i_c = 1{,}02$
$J_2 = 45\,120$	$i_2 = 4{,}51$	$l/i_2 = 2{,}22$	$J_b = 39\,220$	$i_b = 3{,}92$	$b/i_b = 1{,}02$
$J_1 = 45\,120$	$i_1 = 4{,}51$	$l/i_1 = 2{,}22$	$J_a = 39\,220$	$i_a = 3{,}92$	$a/i_a = 0{,}82$

Hieraus die Gleichungen:

M_{56}	M_{45}	M_{34}	M_{23}	M_{12}	M_{01}	Belastungswerte
23,67	— 4,83					= 0,1
— 4,83	16,57	— 3,10				= 17,6
	— 3,10	14,44	— 2,22			= 30,6
		— 2,22	10,56	— 2,22		= 31,2
			— 2,22	10,56	— 2,22	= 52,4
				— 2,22	7,14	= 65,0

Daraus folgen nach dem Iterationsverfahren die Unbekannten, die dann sofort auch die anderen Momente liefern. Ergebnisse:

$M_{65} = 1,28$ $M_{56} = 0,34$	$M_6 = 1,28$	$Q_6 = 0,26$	
$M_{54} = 3,13$ $M_{45} = 1,73$	$M_5 = 3,47$	$Q_5 = 0,69$	$S_f = 0,26$
$M_{43} = 5,42$ $M_{34} = 3,25$	$M_4 = 7,15$	$Q_4 = 1,43$	$S_e = 0,95$
$M_{32} = 7,28$ $M_{23} = 5,32$	$M_3 = 10,53$	$Q_3 = 2,11$	$S_d = 2,38$
$M_{21} = 7,35$ $M_{12} = 8,45$	$M_2 = 12,67$	$Q_2 = 2,53$	$S_c = 4,49$
$M_{10} = 2,30$ $M_{01} = 11,60$	$M_1 = 10,75$	$Q_1 = 2,15$	$S_b = 7,02$
			$S_a = 9,17$

Ein Vergleich dieser Werte mit den Näherungswerten ist so befriedigend, daß eine Profiländerung nicht erforderlich ist.

Das Hochofenwerk der Fried. Krupp A.-G. in Essen-Borbeck.

Von Dipl.-Ing. **Ernst Ackermann**, Berat. Ing., Bochum.

Durch die Veröffentlichung von Dr.-Ing. ehr. Franz Schlüter, Dortmund, in „Der Bauingenieur“ 1930, Heft 34, ist die Fachwelt bereits über die Beton- und Eisenbetonbauten des neuen Hochofenwerks der Fried. Krupp-Aktien-Gesellschaft in Essen-Borbeck hinreichend unterrichtet. Auch haben die Kruppschen Monatshefte vom Oktober 1929 eine Beschreibung des Werkes mit allen Betriebseinzelheiten gebracht. Im folgenden sollen auch die Stahlbauten der Anlage ihrer Bedeutung entsprechend etwas eingehender gewürdigt werden.

Abb. 1. Neues Hochofenwerk in Essen-Borbeck.

Verfolgen wir an Hand der Abb. 1 den Weg der Rohstoffe vom Hafen, bzw. vom Eisenbahnwagen durch das ganze Werk hindurch bis zu den Roheisenmasseln im Gießbett, so erkennen wir auf den ersten Blick die Wichtigkeit der Förderanlagen. Die auf dem Rhein-Herne-Kanal im Hafen ankommenden 1250 t-Kähne werden von zwei zum Hafen parallel laufenden Verladebrücken für Greiferbetrieb von 39 m Stützweite, 21,5 m wasserseitiger Ausladung und 12 t Tragkraft (6 t Greifergewicht und 6 t Greiferinhalt) gelöscht. Die Brücken überspannen drei Regelspurgleise und zwei Erztröge. Bei 30 bis 40 Spielen je Stunde beträgt die stündliche Durchschnittsleistung jedes Uferkranes 150 t Erz. Die Steuerung erfolgt durch einen Maschinisten vom Führerhaus an der Katze aus. Um die Längsbewegungen der Verladebrücke nach Möglichkeit zu beschränken, übergeben die Löschkräne in der Regel das aus dem Schiffe gegriffene Rohmaterial einem zwischen den Erztrögen auf hochliegendem Gleise fahrenden, elektrisch betriebenen Verteilwagen (Selbstentlader) von 80 t Tragkraft, 35 m³ Inhalt und einer Fahrgeschwindigkeit von 180 m/min. Das Troggleis hat Anschluß an das Eisenbahnnetz, um gegebenenfalls das in Selbstentladern bahnseitig anrollende Material unmittelbar in die Erztröge abgeben zu können.

Das in 20 t-Eisenbahnwagen ankommende Material (Erz, Kalk und Schlacke = etwa $^1/_4$ des gesamten Durchsatzes) wird von einem elektrisch betriebenen Wagenkipper in die Tröge gekippt. Der Wagenkipper (Abb. 2) läuft auf einem Regelspurgleis am Rande des nördlichen Erztroges; die stündliche Leistung beträgt 12 bis 16 Wagen. Die vollen Wagen, mit beliebiger Stellung der Bremserhäuschen, stehen auf einer Seite, die leeren auf der anderen Seite des Kippers. Die Wagen werden mittels eines Spills auf die drehbare Kippbühne des Kippers gezogen, um 90° gedreht, in die Kippstellung gebracht, entleert, um weitere 90° gedreht und zum Leerzug abgelassen.

Aus den Erztrögen, die nur als Zwischenbehälter dienen, werden Erz und Kalk von der elektrisch betriebenen, fahrbaren Verladebrücke auf den Hauptlagerplatz von 70 × 230 m Grundfläche befördert. Diese Verladebrücke für Greiferbetrieb von 25 t Tragkraft mit 70 m Spannweite und 20,3 bzw. 18 m Ausladung, versorgt sowohl den Lagerplatz aus den Erztrögen, als auch die Hochbunker aus den Erztrögen oder vom Lagerplatz mit Erz und Kalk. Die Katze besitzt Einrichtungen für Greifer- und Stückgutbetrieb; das Greifergewicht beträgt 12 t, der Greiferinhalt 13 t. Bei 30 bis 40 Spielen beträgt die stündliche Durchschnittsleistung 250 t, die für die Versorgung der beiden Hochöfen ausreichen. Um auch bei dieser großen Verladebrücke die Längsfahrten zu beschränken, sind auf dem Hochbunker zwei elektrisch betriebene Verteilwagen vorgesehen, die vom Greifer der Verladebrücke gefüllt werden und ihren Inhalt an die einzelnen Behälter des Hochbunkers abgeben.

Alle drei Verladebrücken sind durch Ausbildung einer Stütze als Pendelstütze statisch bestimmt gelagert, so daß Spuränderungen und Senkungen infolge Einwirkung des Bergbaues unschädlich bleiben. Trotz der großen Gewichte und der hohen Geschwindigkeiten werden die Massen sicher beherrscht und die Getriebe durch eine einwandfreie Bremsung weitgehend geschont. Der Antriebsmotor der großen Brücke hat 863 PS (Drehstrom) und ist in einem Hause über der Pendelstütze auf dem Obergurt des Brückenträgers aufgestellt, während der Maschinist seinen Stand im Führerhaus an der Katze hat. Auf dem Obergurt des Brückenträgers läuft ein Handbockkran mit elektrischem Hubwerk für Ausbesserungsarbeiten sowohl an der großen Brücke selbst, wie an den beiden Uferkranen.

Abb. 2. Wagenkipper.

Der Koks, etwa 1000 t täglich für beide Hochöfen, wird in der Regel in Selbstentladern einem zweireihigen, westlich vom Hochbunker liegenden Tiefbunker mit 350 t Fassungsvermögen auf zwei Regelspurgleisen zu-

gestellt und in diesen entleert. Aus diesem Tiefbunker wird der Koks auf ein darunter laufendes Gummitransportband von 1100 mm Breite abgezogen, das in einer geschlossenen Schrägbrücke zu einer Verteilungsstelle oben auf dem westlichen Anbau des Hochbunkers läuft. Von dort wird der Koks durch Plattentransportbänder von 1600 mm Breite in die beiderseits der Aufnahmestellen der Schrägaufzüge befindlichen Kokstaschen gefördert. Die stündliche Leistung der Koksförderanlage beträgt 150 t, so daß der Tagesbedarf eines Hochofens in etwa $3^1/_2$ Stunden in seinen Hochbunker gebracht werden kann.

Damit ist der Weg der Rohstoffe Erz, Kalk und Koks bis zum Hochbunker gezeigt. Hier werden in 24 nummerierten Taschen die verschiedenen Sorten gelagert und abzugfertig für die Begichtung bereitgehalten. Für den Hochofen I wird zur Herstellung von Stahleisen außerdem noch Schrott benötigt. Dieser wird auf Eisenbahnwagen angeliefert,

Abb. 3. Möllerwagen.

auf dem 2000 t fassenden Schrottplatz mit Hilfe von Magnetkränen entladen und in einen zweiteiligen Schrottbunker gebracht. Während der Feinschrott aus dem einen Abteil von dem unter dem Hochbunker und dem Schrottbunker durchlaufenden Erzzubringerwagen (Möllerwagen) entnommen wird, gelangt der sperrige Schrott in Handgichtwagen durch einen neben Hochofen I stehenden, senkrechten Aufzug zur Gicht des Hochofens.

Die unter dem Hochbunker laufenden Möllerwagen nehmen nun die einzelnen Erzsorten und den Kalk genau nach Anweisung aus den einzelnen Taschen des Hochbunkers und geben das Material an die Aufgaberutschen der Schrägaufzüge ab.

Die Möllerwagen (Abb. 3) zeigen einen feinsinnig durchdachten Mechanismus, wie er auf anderen Hochofenanlagen wohl noch nicht zu finden ist; sie bestehen aus dem Wagen mit dem Fahrantrieb und der Kompressoranlage, dem in einer Laufgewichtswaage mit Gattierungspostament gelagerten Korb mit zwei verschließbaren Möllerbehältern von je 4 m³ Inhalt, den Aufbauten auf dem Wagen mit dem Führerstand und der Betätigungsvorrichtung für die Erztaschenverschlüsse. Die Tragkraft beträgt 15 t ($= 2 \cdot 7{,}5$ t Nutzinhalt eines jeden Möllerbehälters), die Fahrgeschwindigkeit 150 m/min. Der durch einen 14 PS-Motor angetriebene Kompressor liefert Druckluft von 6 at. für die Fahrwerksbremse, die Entlastungszylinder der Wiegevorrichtung, die beiden Erzbehälterverschlüsse des Wagens und die vier Druckluftzylinder zur Betätigung der Erzbunkerverschlüsse. Für die Bedienung genügt ein Mann. Mit einem Wagen kann in einer Stunde für 20 Fahrten des Schrägaufzuges der Möller bis zu 10 Erzsorten zusammengestellt und nach der Aufnahmestelle des Schrägaufzuges gebracht werden.

Die beiden Kokstaschen jedes Hochofens sind mit einem elektrisch betriebenen Bandverschluß, einem anschließenden Rollenrost und einem in einer Waage hängenden Meßgefäß von 3 t Koksinhalt versehen. Auf diese Weise wird der aufgestapelte Koks aus den Taschen abgezogen, gründlich gesiebt, an die Meßgefäße abgegeben und zur gegebenen Zeit abwechselnd in die Kippkübel des Aufzuges verladen.

Der doppeltrümige Schrägaufzug fördert die aus dem Hochbunker entnommenen Rohmaterialien in Kippkübeln von je 7,5 m³ Inhalt zur 55 m höherliegenden Hochofengicht; in dem einen Trum läuft der volle Kübel nach der Haltestelle über dem Schüttrichter des Hochofengichtverschlusses, während in dem anderen Trum der leere Kübel den umgekehrten Weg macht. Der Gichtverschluß hat einen unteren und einen oberen Trichter für doppelten Glockenverschluß. Die beiden Kippkübel schütten abwechselnd ihren Inhalt in den kleinen Trichter, der unten

Abb. 4. Stahlkonstruktion des Hochofens.

durch die Oberglocke abgeschlossen wird und zum gleichmäßigen Verteilen der verschieden großen Gichtgutstücke über den ganzen Ofenquerschnitt nach einem besonderen Verfahren drehbar angeordnet ist. Nach jeder Beschickung dreht sich der Trichter um einen bestimmten Winkel, worauf sich die Oberglocke senkt. Das Gut fällt dann in den unteren Trichter mit dem Abschluß durch die Unterglocke. Nach zwei Schüttungen wird die Unterglocke gesenkt und das Material fällt in den Ofen. Bei einem Gichtsatz von zwei Kübeln Koks und zwei Kübeln Möller gehören zu einem vollständigen Kreislauf sechs Gichtsätze, also $6 \times 4 = 24$ Schüttungen, da der Drehtrichter die vier Schüttungen eines Gichtsatzes jedesmal um 60° weiterdreht.

Abb. 5.
Grundriß des Schachtringes.

Als letzter Zubringer zum Hochofen steht noch neben jedem Hochofen ein senkrechter Aufzug für Lasten- und Personenförderung von 2 t Tragkraft. Sie fördern sperriges Gichtgut, z. B. Schrott, das den kleinen Drehtrichter des Gichtverschlusses verstopfen würde, und daher auf die große Glocke gegeben werden muß, nach oben, ebenso Personen und sonstige Lasten auf die Arbeits- und Gichtbühne.

Wie aus Abb. 4 u. 5 ersichtlich, sind die Öfen in der ganzen Höhe von einem Stahlgerüst mit vier Eckstützen umgeben, das den Ofenschacht,

Abb. 6. Querschnitt der Gießhalle.

Abb. 7. Grundriß der Gießhallen-Dachkonstruktion.

den Gichtverschluß mit dem oberen Auflager des Schrägaufzuges und außerdem die Arbeitsbühne, die Gichtbühne und zehn Zwischenbühnen trägt. Um die Arbeitsbühne in der näheren Umgebung des Ofens möglichst stützenfrei zu halten, ist der einschließlich Füllung etwa 3000 t wiegende Schacht mittels eines von acht großen Stahlgußtraghaken getragenen Schachtringes aufgehängt, wie aus dem Grundriß Abb. 5 und Schnitt Abb. 4 zu ersehen ist. Die Traghaken greifen mit ihrem oberen Schaft in die Fachwerkträger des Traggerüstes. Der Tragring besteht aus einem doppelwandigen Blechträger mit trapezförmigem Querschnitt (s. Abb. 4); infolge der achtfachen Unterstützung durch die Lasthaken werden auch die Torsionsspannungen des Ringträgers weitgehend herabgemindert; auf einen Haken entfällt ein Gewicht von etwa 380 t.

Der Nutzinhalt eines Ofens beträgt 650 m³, der Gestelldurchmesser 4,50 m. Der mit Schamottesteinen ausgemauerte Schacht ist durch kräftige Bänder verankert, Rast, Gestell und Boden sind mit einem geschlossenen Panzer aus Flußstahl umgeben. Die Panzerung steht bis zum Boden frei, so daß sie in ihrer ganzen Höhe beobachtet werden kann. Das Kühlwasser für die Kühlung der verschiedenen Teile des Hochofens fließt den Kühleinrichtungen von dem Hochbehälter am Winderhitzerkamin zu. Dieser Stahlblech-Hochbehälter liegt in 32 m Höhe über Hüttenflur und ist mit einem Fassungsvermögen von 800 m³ der größte Schornsteinbehälter Europas.

Das Gichtgas wird durch den Gasfang am oberen Ende des Schachtes abgeführt. Ein großer Blechzylinder mit einem eingehängten, zweiten Zylinder zum Schutze des Schachtes gegen das abstürzende Gichtgut bildet den untersten Teil des Gichtverschlusses und taucht zum dichten Abschluß in eine Sandtasse auf dem Ofenschacht.

Zu jedem Hochofen gehören drei Winderhitzer von 6,7 m lichtem Durchmesser und 32 m Höhe, die bis zu 85 000 m³ Wind je Stunde und Ofen auf 600 bis 800° C erwärmen können. Die zylindrisch, oben durch halbkugelige Kuppeln abgeschlossenen Blechmäntel sind innen mit feuerfestem Material ausgemauert.

Weitere bemerkenswerte Blech- und schwere Rohrleitungskonstrukionen dienen zur Sammlung, Weiterleitung und Reinigung des Gichtgases. Sie geben dem Gesamtbild (Abb. 9) des Hochofenwerkes das bekannte Gepräge. Hierher gehört auch die Gichtgasfilteranlage, Bauart S. S. W., in Stahlblechkonstruktion, in der die Staubteilchen durch elektrische Ladung ausgeschieden werden, ferner der wasserlose Scheibengasbehälter von 30 000 m³ Fassungsvermögen (Abb. 1 rechts). Diese Bauten können hier nur kurz gestreift werden, sie bilden alle auf ihren Sondergebieten hervorragende Ingenieurleistungen.

Abb. 8. Kraftwerkanlage.

An der Südseite der 8,3 m über Hüttenflur liegenden Arbeitsbühne und der etwas tiefer angeordneten Abstichbühne schließen sich die Gießbetten an. Unter der Gießbrücke werden auf zwei Regelspurgleisen die Gießpfannen zur Aufnahme der Schlacken und auf zwei weiteren Gleisen die 70 t-Pfannen für das in flüssigem Zustande zum Martinwerk abgehende Roheisen auf Sonderwagen aufgestellt. Soweit das Roheisen zu Masseln vergossen werden soll, wird es in Sandrinnen über die Gießbrücken hinweg in die Gießbetten geleitet. Die Überdachung der nach allen Seiten hin offenen Hallen ist aus Abb. 6 u. 7 zu ersehen. Die überdachte Fläche beträgt für einen Ofen 63 × 33 m. Die Binder ruhen, wie Abb. 6 zeigt, auf drei Stützenreihen mit 37,2 und 21,8 m Abstand, die Mittelstützen sind fest, während die linke und der obere Teil der rechten Stütze als Pendel ausgebildet sind. Durch ein Gelenk im größeren Felde ist statisch bestimmte Lagerung erzielt. Die Dachhaut besteht aus eisenbewehrtem Bimsbeton auf Stahlpfetten. Über den Gießbrücken läuft ein elektrisch betriebener Laufkran von 5 t Nutzlast für Aufräumungsarbeiten (Abb. 1), während der Kran über dem Gießbett 15 t trägt und für

Lastmagnet- und Kippkübelbetrieb, sowie zum Verladen der Masseln bestimmt ist. Ein zweiter Kran mit Schlagwerk dient zum Zerschlagen und Verladen der Masseln; die Verladegleise sind an die Südseite der Gießbetten herangeführt und werden von dem 15 t-Kran mitbestrichen (Abb. 1). Die Kranbahnen beider Öfen sind durchlaufend miteinander verbunden (Abb. 7).

An weiteren bemerkenswerten Stahlbauten bleibt noch das von den Hochofengasen gespeiste Kraftwerk zu erwähnen. Abb. 8 zeigt Grundriß und Längsansicht des Kraftwerkes. Das 46,6 m lange und 35,3 m breite Maschinenhaus dient zur Unterbringung von drei Turbo-Gebläsen und zwei Dampfturbo-Generatoren mit einer Leistung von je 14000 kW, Platz für einen dritten Generator ist vorhanden. An der Südseite schließt mit etwa 18 m Breite das zweigeschossige Schalthaus an (Abb. 1). In westlicher Verlängerung der Maschinenhausachse ist das Pumpenhaus mit 20 m Breite und 11,5 m Länge und hieran das Kesselhaus in gleicher Breite mit 57,5 m Länge angebaut. Das Kesselhaus birgt zur Zeit vier Steilrohrkessel der Germania-Werft von je 600 m² Heizfläche und 36 atü Kesseldruck, Platz für einen fünften Kessel ist vorhanden. Die Kessel sind mit nahtlos geschmiedeten, aus Krupp'schen Sonderstählen hergestellten Trommeln, und zwar je zwei Obertrommeln von 1400 mm lichtem Durchmesser und 7000 mm zylindrischer Länge, einer Untertrommel derselben Abmessung und einem Dampfsammler von 800 mm lichtem Durchmesser und 4000 mm Länge ausgerüstet. Die Befeuerung erfolgt normalerweise durch gereinigtes Hochofengas, im Notfalle durch Koksgas oder auch durch Teeröl. — Die Binder des Maschinenhauses sind Vollwand-Dreigelenkrahmen von 34,3 m Stützweite und etwa 24 m Scheitelhöhe. Die Kranlaufbahn ruht auf vorgekragten Konsolen; der elektrisch betriebene Laufkran hat 50 t Tragkraft. Die Dacheindeckung besteht überall aus bewehrtem Bimsboten auf stählernen Pfetten. Im First ist eine durchlaufende Laterne angeordnet, die im Verein mit den dreifachen Lichtbändern der 1/2 Stein starken Umfassungswände reichlich Licht spenden. Beim Kesselhaus sind die Fachwerkbinder als Halbrahmen mit Pendelstützen, also auch als Dreigelenksysteme, ausgeführt. Die Abmessungen mit 20 m Stützweite und 20 m Höhe sind im übrigen nicht ungewöhnlich. Wegen der Gasfeuerung kann der umbaute Raum verhältnismäßig klein gehalten werden, da über den Kesseln keine Kohlenbunker mit Transportanlagen und keine sonstigen übermäßigen Aufbauten erforderlich sind.

Schließlich ist noch die Reparaturwerkstatt zu erwähnen, ein dreischiffiges Gebäude von 40 m Breite und 72,5 m Länge mit elektrisch betriebenem Laufkran. Die Binder sind auch hier Dreigelenkrahmen. Bei allen Stahlbauten ist auf statisch bestimmte Lagerung Wert gelegt, um den Einwirkungen des Bergbaues zu begegnen.

Abb. 9. Gesamtansicht des Hochofenwerkes Essen-Borbeck.

Die tausendfältige Verwendungsmöglichkeit des Stahles als Baustoff findet selten bei einer industriellen Anlage so vielseitigen Ausdruck wie hier. Abb. 9 gibt noch einmal eine Übersicht über das eigentliche Hochofenwerk, eine Ingenieurleistung, die seinen Erbauern alle Ehre macht.

Die überschlägliche Bestimmung des Stahlgewichtes von Stahlskelettbauten.

Von Dr.-Ing. **Leopold Berger**, Zivilingenieur, München.

Das Stahlgewicht von Stahlskelettbauten wird in der Regel durch eine statische Berechnung und eine darauffolgende Massenberechnung ermittelt. Dieser naturgemäß etwas langwierige Weg läßt sich bei keiner Kalkulation, die Anspruch auf Schärfe und Genauigkeit erhebt, vermeiden. Häufig ist es aber erwünscht — besonders für Wirtschaftlichkeitsberechnungen und Schätzungen —, wenigstens das ungefähre Stahlgewicht einer solchen Konstruktion zu kennen, ohne erst auf die umständliche statische Berechnung und die Massenermittlung warten zu müssen. Für diese Zwecke wird im folgenden ein Hilfsmittel an die Hand gegeben.

Für die Untersuchung wird der nebenstehend dargestellte allgemeine Grundriß benutzt. Die Skelettkonstruktion besteht aus Deckenträgern, Unterzügen und Stützen. Die Träger sind als I-Normalprofile, die Stützen als ⊐⊏-Profile angenommen. Der gegenseitige Abstand der Nebenträger sei e, ihre Stützweite l. Die Spannweite der Unterzüge sei L, die Geschoßhöhe h.

1. Deckenträger.

Zwischen dem Gewicht g (in kg/m) und dem Widerstandsmoment W (in cm³) eines Normalprofils besteht die Beziehung

$$g = a\sqrt[3]{W^2}\,.$$

Hierin ist a eine Konstante, die für alle Profile von I 24 bis I 60 den Wert $a = 0{,}72$ besitzt. Vom I 24 abwärts wächst der Wert a nur wenig und erreicht bei dem kleinsten in Betracht kommenden Profil I 12 den Wert $a = 0{,}77$. Da aber in der Regel wegen der zumeist verhältnismäßig großen Hauptträgerentfernung so kleine Profile selten vorkommen und die Unterschiede von a selbst bei niedrigen Profilen wenig ausmachen, so kann gesetzt werden:

$$g = 0{,}72\sqrt[3]{W^2}\,.$$

Verwandelt man die Dimension cm³ des Widerstandsmomentes in m³, so ist:

$$g = 0{,}72\sqrt[3]{(1\,000\,000\,W)^2} = 7200\sqrt[3]{W^2}\,.$$

Bezeichnet man das Gesamtgewicht der Decke einschließlich Nutzlast je m² mit q und die zulässige Beanspruchung mit σ, so ist:

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{q\,e\,l^2}{8\,\sigma} \quad \text{und} \quad g = 7200\sqrt[3]{\frac{q\,e\,l^2}{8\,\sigma}}^{\,2} = 1800\sqrt[3]{\frac{q\,e\,l^2}{\sigma}}^{\,2}.$$

Um das Gewicht je m² Decke zu erhalten, muß man noch durch e dividieren:

$$g_1 = 1800\sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}\,.$$

Zu diesen Werten muß noch ein Zuschlag für Anschlußwinkel usw. gemacht werden, ferner dafür, daß man an genormte Profile gebunden ist und somit die zulässige Spannung nicht immer ganz ausnutzen kann. Hierfür werden etwa 11 % angesetzt:

$$g_1 = 2000\sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}\,.$$

Hierin ist auf der linken Seite der Gleichung g_1 in kg/m², sämtliche Glieder der rechten Seite in kg und m ausgedrückt. Bringt man die Gleichung noch in bezug auf die Spannung σ auf die übliche Dimension in kg/cm², so lautet sie:

$$g_1 = 2000\sqrt[3]{\frac{q}{10\,000\,\sigma}}^{\,2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}$$

$$\left|\; g_1 = 4{,}3\sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} \right. \quad \text{(Gewicht der Deckenträger in kg/m}^2\text{)}$$

(g_1 und q in kg/m²; σ in kg/cm²; l und e in m).

2. Unterzüge.

Die Entwicklung ergibt sich hier ähnlich wie beim Deckenträger. Das Moment beträgt angenähert:

$$M = \frac{q\,l\,L^2}{8}\,.$$

Das Unterzugsgewicht je m ergibt sich zu:

$$g = 1800 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{l L^2}^{\,2}.$$

Um das Gewicht je m² zu erhalten, muß man noch durch l dividieren. Unter Beachtung des erwähnten Konstruktionsbeiwertes und nach Umrechnung der Dimension der Spannung σ in kg/cm² erhält man analog der Gewichtsberechnung beim Deckenträger:

$$g_2 = 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \quad \text{(Gewicht der Unterzüge in kg/m}^2\text{)}$$

(g_2 und q in kg/m²; σ in kg/cm²; L und l in m).

3. Stützen.

Der erforderliche Stützenquerschnitt F ergibt sich aus der Beziehung:

$$F = \frac{\omega P}{\sigma} = \frac{P}{\sigma} + 0{,}577\, k\, h^2.$$

Der Wert k kann für ⊐⊏-Stützen gleich 1,20 gesetzt werden. Dann ist:

$$F = \frac{P}{\sigma} + 0{,}577 \cdot 1{,}20\, h^2 = \frac{P}{\sigma} + 0{,}7\, h^2.$$

Der Zuschlag für Bindebleche, Stoßlaschen usw. sowie für zwangsläufige Querschnittsüberschreitung infolge der Normung der Profile wird zu 27% angenommen. Ferner gilt für die Stützenlast P die Beziehung:

$$P = q\, l\, L.$$

Hiermit ergibt sich das Gewicht einer Stütze je lfd. m zu:

$$g = 1{,}27 \cdot 0{,}785 \left(\frac{q\, l\, L}{\sigma} + 0{,}7\, h^2\right) = \frac{q\, l\, L}{\sigma} + 0{,}7\, h^2.$$

Bezeichnet man mit n die Anzahl der Geschosse, mit x die Geschoßnummer (von oben her gerechnet), so ergibt sich als Metergewicht einer Stütze im $x$ten Geschoß:

$$g = \frac{q\, l\, L\, x}{\sigma} + 0{,}7\, h^2.$$

Durch Division mit $\frac{l\, L}{h}$ erhält man das Gewicht der Stützen je m² Decke zu:

$$g_3 = \frac{q\, x\, h}{\sigma} + \frac{0{,}7\, h^3}{L} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Gewicht der Stützen im } x\text{ten} \\ \text{Geschoß in kg/m}^2 \text{ Decke.} \end{array} \right.$$

(g_3 und q in kg/m²; σ in kg/cm²; l, L und h in m).

Für den Stahlverbrauch ergeben sich nun folgende Gewichtsformeln:

1. Stahlverbrauch für die Deckenträger und Unterzüge je m² Decke:

$$g_1 + g_2 = 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\}.$$

2. Stahlverbrauch für das $x$te Geschoß (Geschoßnumerierung von oben her) je m² Decke:

$$g_1 + g_2 + g_3 = 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\} + \frac{q}{\sigma}\, x\, h + 0{,}7 \cdot \frac{h^3}{l\, L}.$$

3. Stahlverbrauch für n Geschosse mit gleichen Nutzlasten je m² Gebäudegrundriß.

$$G_n = n \left\{ 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right] + \frac{q}{\sigma} \cdot \frac{n+1}{2} \cdot h + \frac{0{,}7\, h^3}{l\, L} \right\}.$$

4. Stahlverbrauch je m³ umbauten Raum:

$$G = \frac{4{,}3}{h} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right] + \frac{q}{\sigma} \cdot \frac{n+1}{2} + \frac{0{,}7\, h^2}{l\, L}.$$

Alle Stahlgewichte g und G sowie die Belastung q in kg/m², die Spannung σ in kg/cm², alle Abmessungen: e, l, L, h in m.

Beispiel.

Berechnung des Stahlverbrauchs je m³ umbauten Raum.

Geschoßzahl $n = 10$, Eigengewicht + Nutzlast für jede Decke $q = 1000$ kg/m², zulässige Beanspruchung $= 1200$ kg/cm², Stockwerkshöhe $h = 3{,}50$ m, Deckenträgerabstand $e = 2{,}00$ m, Stützweite der Deckenträger $l = 6{,}00$ m, Stützenweite der Unterzüge $L = 6{,}00$.

$$G = \frac{4{,}3}{3{,}50} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{1000}{1200}\right)^2} \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{6{,}00^4}{2{,}00}} + \sqrt[3]{\frac{6{,}00^4}{6{,}00}} \right] + \frac{1000}{1200} \cdot \frac{10+1}{2} + \frac{0{,}7 \cdot 3{,}50^2}{6{,}00 \cdot 6{,}00}$$

$$G = 1{,}23 \cdot 0{,}885\,(8{,}65 + 6{,}00) + 0{,}833 \cdot 5{,}5 + 0{,}238 = 16{,}0 + 4{,}84$$

$$G = \text{rd. } 21 \text{ kg/m}^3.$$

Sind die Deckenlasten in den verschiedenen Geschossen nicht gleich, so kann man entweder einen Mittelwert für die Deckenbelastung einführen oder die Decken mit jeweils gleicher Belastung in einzelne Gruppen zusammenfassen. Die Formeln 1 bis 4 bieten jedenfalls die Möglichkeit, sich allen etwaigen Unterschieden der Deckenlasten in den einzelnen Geschossen anzupassen.

Die angegebenen Formeln können natürlich die statische Berechnung und die Massenermittlung für die Zwecke einer genauen Kalkulation niemals ersetzen. Sie bieten jedoch einmal eine erwünschte Kontrolle und gestatten außerdem, das überschlägliche Gewicht eines Stahlskelettbaues für Schätzungen und Wirtschaftlichkeitsvergleiche innerhalb kürzester Zeit zu errechnen.

Bemerkenswerte Forschungsarbeiten über das autogene Schneiden und Schweißen von Baustählen.

Die aufschlußreichen Ausführungen von Dr. E. Wiß anläßlich der Hauptversammlung des Deutschen Acetylenvereins in Eisenach am 15. September 1928[1]) über das autogene Schneiden liegen jetzt in erweiterter Form in einem Sammelwerk vor[2]), das auch durch seine sonstigen Aufsätze aus dem Gebiete des autogenen Schneidens und Schweißens viel Beachtliches für den Stahlbau bietet. Die sehr gründlichen Untersuchungen des Werkes Autogen der I. G. Farbenindustrie, Frankfurt/Main-Griesheim, über den Einfluß des Autogenschnittes auf Baustähle befassen sich mit den wichtigsten im Stahlbau heute verwendeten Stählen, wobei die Einflüsse des Schnittes auf die Werkstoffeigenschaften, Gefüge, Härte und Bearbeitbarkeit, bei verschiedener Materialstärke, verschiedenen Streifenbreiten der Schnitte und bei Verwendung verschiedener Gase behandelt werden. Die Verfasser kommen zu dem Ergebnis, daß die Tiefe der Einwirkzone des Autogenschnittes in erster Linie vom Werkstoff und der Schnittstärke abhängt. Für perlitische Stähle, zu denen die Baustähle zu rechnen sind, ergibt sich eine starke Abhängigkeit der Tiefe der Einwirkzone vom Kohlenstoffgehalt. Diese ist im Hauptteil des Schnittes bei den untersuchten Stärken von 6 bis 40 mm selbst bei den größeren Stärken nicht größer als 1,7 mm, etwas größer bis zu 2,15 mm infolge der stärkeren Einwirkung der Heizflamme an der Schnittoberkante. Diese Umwandlungszone weist nach den wiedergegebenen metallographischen Aufnahmen bei den Baustählen fast immer eine Kornverfeinerung und sorbitisch-troostitisches Gefüge auf; eine leichte Kohlenstoffanreicherung in Verbindung mit geringer Kornvergröberung an der Autogenfläche ist nur bei St 48 festzustellen, so daß allgemein die Einwirkzone als vergütet angesprochen werden kann. Die Verfasser ziehen daraus den Schluß, daß eine Abarbeitung der Autogenkanten für glatte Maschinenschnitte nicht nur nicht begründet ist, sondern eine Verschlechterung der Schnittoberfläche bedeutet, dies um so mehr, als selbst bei Stärken bis zu 150 mm und einem Kohlenstoffgehalt von 0,5% Anrisse oder andere Gefügefehler an der Autogenkante in keinem Falle festgestellt worden sind. Auf die in diesem Zusammenhang gegebenen Aufschlüsse über die Wirkung von nachträglichem Ausglühen der Autogenkante und auf die Wirkung der besonders bei größeren Schnittstärken zur Erzielung genügender Schnittgeschwindigkeit zu empfehlenden Anlaßschnitte durch Vorheizen des Sauerstoffes oder Anwärmen des Werkstückes sei hier nur hingewiesen.

Die mit den Gefügeuntersuchungen gleichzeitig durchgeführten Härteprüfungen lassen die mit der Gefügeänderung an der Autogenkante erfolgenden Härteänderungen erkennen. Hier ist eine deutliche Abhängigkeit der Härteänderung von der Stärke des Werkstückes und vom Kohlenstoffgehalt festzustellen. Bei den untersuchten Blechstärken bis zu 40 mm erscheinen die eintretenden Härteänderungen unbedenklich. Am beträchtlichsten sind die Härteänderungen entsprechend dem verhältnismäßig hohen Kohlenstoffgehalt bei St 48. Hier wurde bei einem 15 mm starken Blech von 0,34% Kohlenstoffgehalt eine Härtesteigerung von 74% festgestellt. Vergleichende Untersuchungen über die Härteänderungen durch Kaltscherenschnitte ergaben in allen Fällen, daß die Autogenfläche bei weitem nicht so hart ist wie die Schnittfläche von diesen. Die weiteren Untersuchungen über den Einfluß der Streifenbreite, den Einfluß verschiedener Gase, Acetylen, Wasserstoff und Leuchtgas, auf die Härteänderungen und die durch die Untersuchungen gegebenen Feststellungen, daß durch nachträgliches Anlassen oder Glühen die größere Härte der Autogenflächen in sehr großem Maße wieder beseitigt werden kann, seien hier nur erwähnt.

Unabhängig von dem von den Verfassern eingenommenen Standpunkt, daß eine Bearbeitung der Autogenflächen bei glatten Maschinenschnitten in den meisten Fällen nicht notwendig ist, wurden weitere Versuche zur

[1]) Autogene Metallbearbeitung 1929, Heft 4, 5 u. 6.

[2]) Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Schweißens und Schneidens mittels Sauerstoff und Acetylen. 5. Folge. Halle 1930, Verlag Karl Marhold.

Klärung der Bearbeitbarkeit ausgeführt, die für Baustähle in allen Fällen zu einem günstigen Ergebnis führten. Empfohlen wird eine solche Nacharbeit nur bei unebenen Handschnitten, bei denen die Nacharbeitung auf eine Beseitigung der Unebenheiten beschränkt werden kann.

Eine wertvolle Ergänzung zu diesen Untersuchungen bilden die von Prof. L. v. Rößler, Darmstadt, mitgeteilten Versuchsergebnisse über das „Verhalten von autogen geschnittenem Material bei dauernder Beanspruchung durch Schlag". Die von v. Rößler gewählte stoßartige Wechselbeanspruchung, zu deren Erzeugung eine besondere Versuchsanlage mit einer Schlagzahl von 200 Doppelschlägen in der Minute ausgebildet wurde, ergibt für die Versuchsstücke außerordentlich ungünstige und versuchsmäßig selten gewählte Bedingungen, so daß eine Vergleichbarkeit der angegebenen Schlagzahlen mit den Ergebnissen älterer gleichartiger Versuche und die Zurückführung dieser Ergebnisse auf andere in der Werkstoffprüfung geläufige Kennziffern vorläufig nicht möglich ist. Die aus diesem Grunde gleichzeitig ausgeführten Versuche an längsgefrästen, längs- und quergehobelten und autogen geschnittenen Stäben ergaben für alle untersuchten Stähle St 37, St 48, St Si und I-Z-Stahl, daß quer zur Stabachse behobelte Stäbe sich infolge der durch das Hobelmesser erzeugten Kerben wesentlich ungünstiger verhalten als autogen geschnittene Proben, daß diese wiederum etwas, aber nicht sehr wesentlich ungünstiger sind als längsgehobelte Stäbe. Im Verhältnis zu längsgefrästen Stäben wurden für die autogen geschnittenen Proben entweder etwas günstigere oder etwas ungünstigere Verhältnisse festgestellt. Das ungünstigste Verhältnis wurde hier bemerkenswerterweise bei St 37 gefunden, wo die autogen geschnittenen Proben wesentlich niedrigere Schlagzahlen als die längsgefrästen ertrugen, die bei diesem Stahl im Gegensatz zu allen anderen Stählen höhere Schlagzahlen ergaben als selbst die längsgehobelten. Die im Verhältnis zu längsgehobelten Stäben etwas geringere Schlagzahl der Autogenproben führt v. Rößler nicht auf die Gefügeänderungen, sondern auf die durch den Schnitt erzeugten Kerben zurück, so daß nach seiner Meinung für größere Stärken — in den Versuchen wurden Proben 10×10 mm verwendet — mit noch günstigeren Ergebnissen für den Autogenschnitt gerechnet werden kann. Die Notwendigkeit, hochbeanspruchte, autogen geschnittene Konstruktionsteile, die einer Nachbearbeitung nicht unterworfen werden, mit guten Maschinen sachgemäß zu schneiden, wird von dem Verfasser in Hinblick auf die Kerbgefahr besonders betont.

Eine weitere Arbeit von Dr.-Ing. H. Kemper beschäftigt sich mit den heute für Schweißnähte üblichen Prüfverfahren, die teilweise, vor allem die im Ausland angewendeten Untersuchungsmethoden, nicht allgemein bekannt sein dürften. Die Schwierigkeiten, einwandfreie Ergebnisse über die Festigkeit und vor allem über die Dehnung einer Schweißnaht zu erhalten, werden unter Anführung der verschiedenen Vorschläge für die Ausführung von Zugversuchen zur Erzielung eindeutiger Ergebnisse erörtert. Weiterhin befaßt sich Kemper mit der Biegeprobe zur Ermittlung der Dehnbarkeit der Schweiße, wobei er auf die Mängel und Vorzüge der verschiedenen gebräuchlichen, auch der im Ausland verwendeten Meßmethoden zur zahlenmäßigen Auswertung des Biegeversuches eingeht. Den Ausführungen und den zahlenmäßigen Angaben über die Bruchdehnung von Walzmaterial und Schweißgut wäre hinzuzufügen, daß das Verhältnis der Bruchdehnungen oder des Arbeitsvermögens von ihrem Aufbau nach gänzlich verschiedenen Stoffen nicht allgemein einen Gütemaßstab für das Verhalten der Stoffe bei dynamischen oder Ermüdungsbeanspruchungen gibt, eine auch aus den späteren Ausführungen über Kerbschlag- und Schlagzerreißversuche hervorgehende Erkenntnis, die bei den Forderungen nach Dehnungsfähigkeit der Schweiße berücksichtigt werden sollte.

Weiteren Kapiteln in dieser Arbeit über die Eignung von Härteprüfungen und Torsionsversuchen zur Prüfung der Schweiße, Angaben über amerikanische Einrichtungen zur Untersuchung der Dauerfestigkeit von genieteten und geschweißten Behältern, einer allgemeinen Darstellung der großen Bedeutung der Metallographie für die Untersuchung von Schweißnähten folgen eingehendere Ausführungen über die verschiedenen, heute beschrittenen Wege zur Prüfung von Schweißnähten ohne deren Zerstörung. All diese Untersuchungsverfahren sind in der Entwicklung begriffen, so daß ein Urteil über die Güte der einzelnen Verfahren nicht abgegeben werden kann. Genannt wird das elektrische Verfahren des Amerikaners Sperry, das auf der Bestimmung eines bei dieser Anordnung eintretenden Differenzstromflusses beruht, der beim Gleiten von drei über die Naht fahrenden Sucherbürsten entsteht, wenn zwischen der ersten und zweiten Bürste hinsichtlich Hohlstellen, nichtmetallischen Einschlüssen, Bindungsfehlern andere Verhältnisse vorliegen als zwischen der zweiten und dritten Bürste; weiter das magnetische Verfahren des Franzosen Roux, das auf der Wirkung des magnetischen Stromflusses beruht, beim Durchfließen des Werkstückes Eisenfeilichtspäne so anzuordnen, daß diese sich an den Fehlstellen häufen und schließlich das akustische Verfahren, bei dem die beim Anschlagen der einzelnen Nahtstellen erzeugten Töne mittels eines Hörrohres abgehört werden, wobei unreine, schnarrende Töne das Vorhandensein von Fehlstellen in der Naht anzeigen.

Die Bedeutung der röntgenographischen Prüfung, die in Deutschland im Verhältnis zu den anderen Verfahren den weitaus stärksten Eingang gefunden hat, wird unter Hinweis auf das bereits vorhandene Schrifttum gewürdigt.

Auf eine interessante Arbeit von Dr.-Ing. ehr. Heylandt über die außerordentlich größere Wirtschaftlichkeit bei Beförderung des zum autogenen Schneiden oder Schweißen benötigten Sauerstoffs oder anderer Brenngase in flüssiger Form gegenüber dem heute verbreiteten Transport in gasförmigem Zustand sei hier nur hingewiesen, ebenso auf eine Arbeit von Dipl.-Ing. Kalisch über das Brennschneiden von Gußeisen und auf einen Aufsatz von Dr. Streb über die Mischung im Acetylen-Sauerstoff-Schweißbrenner.

G. Bierett.

Verschiedenes.

Sitzung des Studienausschusses für Stahlskelettbau in Düsseldorf. Am 10. Februar d. J. tagte in Düsseldorf wiederum der Studienausschuß für Stahlskelettbau, wozu der Stahlwerksverband, Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, eingeladen hatte. In fünf Referaten wurde den zahlreichen Teilnehmern vermittelt, welchen Stand der Entwicklung zur Zeit die Stahlskelettbauweise zu verzeichnen hat.

Kennzeichnend für die weitere Entwicklung der Stahlskelettbauweise war in vieler Hinsicht das einleitende Referat von v. Halem, Leiter der Beratungsstelle für Stahlverwendung, über seine kürzlich erfolgte Studienreise nach Nordamerika. Festzuhalten wäre insbesondere aus diesem Referat, daß in den letzten Jahren außer auf dem Gebiet des Stahlbaues auch bei der Innenausstattung der Gebäude im zunehmenden Maße von der Verwendung des Stahles Gebrauch gemacht wird. Großes Interesse erweckten die sich hieraus erklärenden Zahlenangaben über den Stahlverbrauch für Bleche, die zur Herstellung von Wänden, Türen, Regalen, Schränken usw. dienen. Man hörte aber anderseits, daß auch in Amerika auf dem Gebiet des Wohnungsbaues der Stahl noch große Anwendungsgebiete zu erobern hat. Von den anschließend gezeigten zwei Filmen vermittelte vor allem der vom Bau des über 300 m hohen Empire State-Building einen großartigen Eindruck von dem modernen Stahlhochbau, während der Film über die amerikanische Stahlerzeugung an Wirkung dem entsprechenden deutschen Film kaum vorzuziehen ist. Bei aller Bewunderung für die amerikanischen Höchstleistungen auf dem Gebiet des Stahlbaues soll auch nicht vergessen werden, daß die Bauverhältnisse Amerikas in vieler Hinsicht so grundverschieden von den deutschen sind, daß sich viele bauliche Gesichtspunkte ohne weiteres gar nicht auf unsere Verhältnisse übertragen lassen.

Im zweiten Referat sprach G. Mensch, Beratender Ingenieur V.B.I., Berlin-Charlottenburg, über „Stand der Erfahrungen auf dem Gebiet der konstruktiven und statischen Durchbildung des Stahlskeletts". Der Vortragende wählte in seinen Ausführungen den bisher auf dem Gebiet des Vortragswesens über Stahlskelettbauweise fast noch nie beschrittenen Weg, das Thema an Hand einiger ausgeführter Stahlskelettbauten zu besprechen. Im Interesse des Stahlskelettbaues sollte diese Vortragsmethode recht oft bevorzugt werden.

Der Vortragende beleuchtete den Einfluß baupolizeilicher Forderungen auf die Wirtschaftlichkeit von Stahlskelettbauten. Die gewählten Beispiele: Kabelfabrik der A. E. G., Berlin-Oberschöneweide, Wernerwerk, Berlin-Siemensstadt, Verwaltungsgebäude des Generalanzeigers, Magdeburg, und Verwaltungsgebäude der Rhenania-Ossag A.-G., Berlin, waren ganz besonders geeignet, die verschiedenen Möglichkeiten der Stahlskelettkonstruktionen, insbesondere der Aussteifungen, zu veranschaulichen. Der Vortragende wies bei seiner Ausführung über die Aussteifungsmöglichkeit mit Nachdruck auf die Steigerungsmöglichkeit der wirtschaftlichen Vorteile der Stahlskelettbauweise durch Heranziehung der gemauerten Umfassungswände hin. Voraussetzung hierfür ist natürlich, daß diese Umfassungsmauern in Baustoffen mit höherer Druckfestigkeit, der jetzt im allgemeinen nur die gebrannten Steine entsprechen, ausgeführt werden. In einem Falle, wo in wirtschaftlich recht günstiger Weise die durch die Fenster unterbrochene Umfassungswand rechnerisch als Rahmengebilde für die Übertragung der waagerechten Kräfte angesehen wurde, mußte zur Aufnahme der unvermeidlichen Zugspannungen Zementmörtel verwendet werden. Bei dieser Ausführung war eine Zugspannung von 5 kg/cm² in der Mörtelfuge zulässig. In wirtschaftlich recht günstiger Weise sind in nicht allzu schlanken Gebäuden auch die Decken zur Übertragung der waagerechten Kräfte auf die ausgesteiften Giebelwände herangezogen worden. Bei verschiedenen Hochhäusern macht sich hierfür u. U. eine besondere Schubbewehrung der Decke notwendig, insbesondere an den Stellen, wo die eigentlichen Versteifungsrahmen mit der Decke zur Überleitung der waagerechten Kräfte im Zusammenhang stehen. Bei der Erläuterung dieser Konstruktionsmöglichkeiten diente dem Vortragenden sein in Heft 4/1930 dieser Zeitschrift erschienener Aufsatz: „Die Aussteifung von Stahlskelett-Hochhäusern". Im Hinblick hierauf sei an dieser Stelle auf die Ausführungen über die konstruktiven Gesichtspunkte nicht weiter eingegangen. An einigen besonders geeigneten Beispielen wies der Vortragende nach, zu welch

unrichtigen Schlüssen über die Ausnutzung des Stahlverbrauchs oftmals die Angabe der Stahlmenge für den m³ umbauten Raumes führen kann. Um eine einwandfreie Vergleichsgrundlage finden zu können, muß die Verschiedenheit der in Rede stehenden Gebäude hinsichtlich ihrer Geschoßzahl, Deckenbelastung, Deckenkonstruktion, Stützenabstände, Windbelastung, Windübertragung und sonstiger baulicher Gesichtspunkte bei den Betrachtungen berücksichtigt werden.

Beachtlich waren weiterhin die Ausführungen des Vortragenden über die Schweißungsfrage im Stahlhochbau. Bei aller Anerkennung der Wichtigkeit der Schweißtechnik für die weitere Entwicklung des Stahlbaues sei bis heute der Nachweis der wirtschaftlichen Überlegenheit gegenüber der Nietung noch nicht erbracht. Leider ist das Fachschrifttum mit seinen Veröffentlichungen über die wirtschaftlichen Ergebnisse der Schweißung der Wirklichkeit weit voraus, was zu unerwünschten Schädigungen einer gesunden Entwicklung der Schweißanwendung führen kann. Auf alle Fälle müßte immer wieder betont werden, daß zur Zeit im allgemeinen bei den üblichen Hochbaukonstruktionen noch keine wirtschaftlichen Vorteile der Schweißung festzustellen sind. Die Kostenersparnis infolge Verringerung des Baustoffaufwandes wird meist durch Vermehrung des Lohnaufwandes wieder aufgezehrt. Zweifellos könnten natürlich in besonders gelagerten Fällen, insbesondere bei Massenherstellung von Bindern, Stützen u. dgl., u. U. auch heute bereits wirtschaftliche Vorteile erzielt werden. Der Vortragende berichtet selbst von einem für die Anwendung der Schweißung kennzeichnenden Fall aus seiner Praxis, wo eine Firma, die an der Fabrikation und dem Vertrieb elektrischer Schweiß-Aggregate Interesse hat, die Schweißung einer Stahlbaukonstruktion aus Wettbewerbsgründen trotz entstandener Mehrkosten vornahm. Zu beachten ist weiterhin bei der Beurteilung der Schweißungsfrage, daß die rasche Herstellung von Stahlbautragwerken in der Werkstatt bei Verwendung der Schweißung zur Zeit meist deshalb nicht möglich ist, weil die Firmen an einer Tragkonstruktion in Ermangelung einer größeren Anzahl von Schweiß-Aggregaten nur mit wenig Schweißern arbeiten können, während bei Verwendung der Nietung eine ganze Nieterkolonne an der Konstruktion beschäftigt werden kann.

Der bekannte Stahlbau-Fachmann E. A. van Genderen-Stort, Den Haag, berichtete in interessanter Weise über den neuesten Stand der Brandversuche an Stahlskelettkonstruktionen in Holland. Einleitend wies der Vortragende kurz auf das verschiedene Verhalten des Stahles und des Betons im Feuer hin, woraus insbesondere die alte Tatsache festzuhalten wäre, daß der Beton nach dem Feuer, dem er recht gut standhält, kaum wieder verwendbar ist. Gegensätzlich hierzu verhält sich der Stahl, der seine physikalischen Eigenschaften naturgemäß nach dem Brandversuch nicht verändert hat. Diese Ergebnisse sind aus Laboratoriumsversuchen längst bekannt. Darüber hinaus sind in Holland Brandversuche in einem Stahlskeletthaus ausgeführt worden, wo in erster Linie das Verhalten der Trägerdecken und Stützen geprüft wurde. Diese Versuche wurden so angelegt, daß sie der Wirklichkeit nahezu entsprachen. Die erzielten Temperaturen bewegten sich nach genauer Messung um etwa 1100° C herum. Das Versuchshaus bestand aus zwei Stockwerken, im unteren betrug die Brenndauer zwei Stunden, im oberen eine Stunde. 15000 kg bzw. 7500 kg Holz, das mit Petroleumöl und Benzin getränkt war, wurden verbrannt.

Diese Versuche wurden von der Firma de Vries Robbé durchgeführt, um deren verschiedene Füllbaustoffe und Verkleidungsmaterialien hierbei auf ihre Feuerbeständigkeit zu prüfen.

Es wurden sowohl unbelastete als auch belastete Decken beobachtet. Die letzteren verhielten sich ebenfalls überraschend günstig und zeigten fast keine Spuren einer Überanstrengung oder sonstige Schädigungen. Auch die Stützenummantelungen mit Beton und Ziegeln hielten dem Feuer außerordentlich gut stand, so daß im großen und ganzen das Versuchsergebnis als außerordentlich günstig für die Stahlskelettbauweise angesprochen werden kann. Interessant war hierbei noch die Feststellung, daß eine Verkleidung der Unteransicht des Deckenunterzuges mit Hartholz (Teakholz), die mit Mörtel gestrichen war, dem Feuer ausgezeichnet standhielt. Lediglich eine verhältnismäßig dünne Schicht des Holzes an der unteren Seite war angekohlt, während die dem Unterflansch des Trägers zugewendete Seite der Holzverkleidung kaum eine Spur eines Einflusses der großen Hitzegrade aufwies. Auf Grund dieses Ergebnisses dürfte dieser Feuerschutz der Deckenträger-Unterflansche in Zukunft eine besondere Beachtung finden.

Van Genderen-Stort stützte sich bei seinen Ausführungen auch auf die in Amerika von „National Board of Fire Underwriters" und in England von „British Fire Prevention Co." durchgeführten Brandversuche. Die in Deutschland erfolgten Brandversuche, die von den Hochschulen, Mittelschulen und vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin durchgeführt wurden, lieferten dem Vortragenden ebenfalls wertvolle Ergebnisse für seine Untersuchungen, die es verdienen, ausführlich veröffentlicht zu werden.

Architekt R. Batz, Düsseldorf, referierte über „Die Füllbaustoffe für den Stahlskelettbau und ihre konstruktive Eingliederung in das Stahlskelett". Während die vorangegangenen Referate, wie eingangs schon erwähnt, den Teilnehmern der Tagung zweifellos den Eindruck vermittelten, daß die Stahlskelett-Bauweise in ihrer Entwicklung einen großen Schritt vorwärts gekommen ist, hinterließ die an sich mit großem Fleiß zusammengestellte Aufzählung fast sämtlicher Füllbaustoffe den schon früher oft wahrzunehmenden Eindruck der Verwirrung und des ungeklärten Tatbestandes. Anderseits wurden die verschiedenen Füllbaustoffe von dem Vortragenden nach den Gesichtspunkten: Optimum der Formatgröße, Fugendichtung, Spaltbarkeit, Isolierfähigkeit gegen Temperaturausgleich und Schallübertragung, Rißbildung, Mörtelfrage, Rostfrage, mechanische Einflüsse, Witterungseinflüsse sehr interessant beleuchtet. Der Wert der Ausführungen wäre zweifellos sehr zu steigern gewesen, wenn der Vortragende sich bemüht hätte, möglichst nur die in den letzten beiden Jahren bei Stahlskelettbauten verwendeten Füllbaustoffe den verschiedenen Gesichtspunkten zu unterwerfen und insbesondere die gemachten Erfahrungen vermittelt hätte. Die Aufgabe wäre auf diese Weise um so vieles dankbarer geworden. Erinnert sei hier nur daran, daß in Wirklichkeit eine verhältnismäßig geringe Anzahl der Füllbaustoffe für unsere neuen bekannten Stahlskelettbauten Verwendung gefunden hat. Diese Tatsache und die Wirtschaftskrise an sich haben auf diesem Gebiet der Stahlskelettbauweise bis zu einem gewissen Umfange eine Klärung herbeigeführt, indem viele angekündigte und auch auf den Baumarkt gebrachte unzulängliche Ausfachungsmittel wieder verschwunden sind. Die Füllbaustoffe, die durch die Mühle der Praxis gegangen sind, hätten es verdient, noch etwas näher, nach Möglichkeit an Hand der ausgeführten Stahlskelettbauten betrachtet zu werden.

Der Vortrag ließ weiterhin erkennen, daß es künftig empfehlenswert ist, ein solches Thema über Füllbaustoffe nach der Art der für die Verwendung in Betracht kommenden Gebäude zu unterteilen. Die Füllbaustoffe für Großbauten wie Warenhäuser, Bürohäuser oder Fabrikbauten einerseits und Wohnungsbauten anderseits unterliegen so verschiedenen Beurteilungsstandpunkten, daß es im Interesse des Fortschrittes der Stahlskelettbauweise erwünscht ist, künftig den unentbehrlichen Vortrag über Füllbaustoffe entsprechend zu gliedern.

Den Ausführungen konnte man erwartungsgemäß entnehmen, daß für das Gebiet des Wohnungsbaues die Ausfachungsfrage noch am wenigsten geklärt ist. Auf alle Fälle ist sie jedoch schon besser untersucht und gefördert, als man auf Grund des Referates anzunehmen geneigt ist. Allerdings besitzen nur sehr wenige Baufirmen hierüber Erfahrungen, die sie im Laufe der Zeit bei den von ihnen ausgeführten verschiedenen Stahlskelett-Wohnungsbauten gewinnen konnten. Erwünscht wäre, wenn künftig Wege gefunden würden, diese Ergebnisse den weiteren Untersuchungen zugrunde zu legen.

Als Ausfachungsmittel für Hochhäuser, die Büro- und gewerblichen Zwecken dienen, dürfte nach Maßgabe der in letzter Zeit ausgeführten Stahlskelettbauten festzustellen sein, daß der gebrannte Stein, insbesondere der poröse Hohlziegel und die Leichtbetonarten — diese aber möglichst mit Verkleidung — das Gebiet der Füllbaustoffe für Großbauten zur Zeit beherrschen. Wie sich Leichtbetonausfachungen verhalten, die lediglich verputzt sind, wird sich in nächster Zeit bei einigen Bauten feststellen lassen. Bisher wurden sie größtenteils mit Vorsatzsteinen (Travertin u. dgl.) verkleidet. Für den Stahlskelettwohnungsbau hat sich in Berlin der Schüttbeton bewährt.

Dipl.-Ing. Hünnebeck, Hösel, ließ in seinem Referat über „Die wirtschaftliche Bedeutung des Stahlskelettbaues im Wohnungsbau" durch Angabe einiger Zahlen erkennen, welche Bedeutung der Verwendung des Stahles auf dem Gebiet des Wohnungsbaues zukommen kann. Die vom Vortragenden gezeigten Lichtbilder bewiesen, daß die Verwendung des Stahles auf diesem Gebiet längst über das Stadium des Versuches hinaus ist und daß in einer ganz beträchtlichen Anzahl von Wohnungsbauvorhaben der Stahl vom Architekten bevorzugt wurde und den gehegten Erwartungen durchaus entsprochen hat. Das wirtschaftliche Ergebnis soll hier in einzelnen Fällen zu einer ganz beträchtlichen Mietpreisermäßigung geführt haben. Besonders leicht ersichtlich war diese Feststellung bei einer Wohnhausgruppe in Neuß von Architekt Professor Fischer, Essen, der das Stahlskelett mit Solomitmatten ausgefacht hat. Die Miete für eine Wohnung von 57 m² Wohnfläche konnte so von 61,50 RM auf 40 RM ermäßigt werden; die Kosten für den m³ umbauten Raumes beliefen sich auf nur 21,75 RM. An Stahlgewicht sollen hier nicht mehr als 7,6 kg auf einen m³ umbauten Raumes entfallen sein.

Besonders eindringlich wurde vom Vortragenden nochmals auf die Raumersparnis (rund 8 %) hingewiesen, die wirtschaftlich allerdings nur dann zum Ausdruck kommt, wenn die Baukosten auf „Luft-m³" bezogen werden und nicht auf die äußere Umgrenzung des Baukörpers.

Weiterhin wurde noch auf die Anpassungsfähigkeit der Stahlskelett-Konstruktion an die zweckmäßigen Grundrißentwicklungen mit Querlüftung, Belichtung und Besonnung für jeden Wohn- und Schlafraum und an die im Laufe der Zeit gegebenenfalls erforderlichen Veränderungen innerhalb der Wohnungen hingewiesen. Der Referent zeigte außerdem, daß vor allem der Ausführung der Decken und der Wände die Aufgabe der erwünschten Verbilligung der Stahlskelettwohnungsbauten zufällt, jedenfalls in einem wesentlich stärkeren Maße als der Ausbildung des Stahlskeletts selbst, das heute höchstens noch durch günstigere Baupolizeivorschriften wirtschaftlicher gestaltet werden kann.

Die kurze Aussprache nach den Vorträgen ließ erkennen, daß im Gegensatz zu der Sitzung des Studienausschusses für Stahlskelettbau im Jahre 1929 eine wesentliche Klärung der wichtigsten Fragen der Stahlskelettbauweise inzwischen erfolgt ist, was u. a. recht deutlich daran festzustellen war, daß die in der vorangegangenen Sitzung besonders stark betonte Rostfrage bei Stahlskelettbauten diesmal selbstverständlich richtig gewürdigt wurde, aber nicht umstritten war. Kl.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 15. Mai 1931 | Heft 10

Ein großes Schadenfeuer in einem Stahlskelettbau in Prag.

Von Dr. Fritz Emperger, Wien.

Bei dem Umbau des Kaufhauses Amschelberg an der Ecke der Straße des 28. Oktober und der Perlgasse im Zentrum von Prag ist durch unvorsichtige Handhabung eines Schweißapparates am 5. Februar d. J., um 2 Uhr nachmittags, eine Feuersbrunst ausgebrochen, welche dort aufgestapelte Vorräte von etwa 200 bis 300 t Textilwaren im Werte von 1 Mill. S, sowie die noch vorhandenen Baugerüste vernichtet hat. Der Brand wurde nach $2^1/_2$ stündiger Dauer mit einem Wasseraufwand gelöscht, welcher von der Feuerwehr mit 3500 m³ angegeben wird.

Abb. 1. Grundriß und Trägerlage im Zwischengeschoß des Warenhauses.

Zum besseren Verständnis der Vorkommnisse sei eine Beschreibung des Bauwerkes vorausgeschickt. Abb. 1 u. 2 stellen einen Grundriß und einen Längsschnitt durch das Gebäude dar. Abb. 3 ist nach Vollendung des zweiten Teiles aufgenommen, und Abb. 4 zeigt den in Ausführung begriffenen Bau von der Vorderseite. Eine Hauptforderung des Bauherrn bestand darin, den Bau so durchzuführen, daß der Geschäftsbetrieb während des Umbaues keine Unterbrechung erfährt. Ferner wurde verlangt, zwischen den Stützen VI und VIII einen Erker anzuordnen, welcher im Erdgeschoß keine Stütze hat und welcher eine Auslegerkonstruktion in den oberen Stockwerken erfordert, auf welche die unteren Stockwerke aufgehängt erscheinen. Weiterhin wurden Fensterteilungen verlangt, welche zwischen den Stützen II und V im ersten und zweiten Stockwerk Unterzüge von 12,17 m Spannweite nötig machen. Schließlich wurde eine Reduktion des Stützenquerschnittes und der Konstruktionshöhe in den unteren Geschossen auf ein Minimum verlangt. Alle diese Bedingungen waren durch ein Stahlskelett erfüllt, dessen Berechnung und Ausführung von der Firma A. Ippen, Brückenbauanstalt in Königgrätz im Verein mit dem Baumeister Dr.-Ing. Keclik in Prag in zufriedenstellender Weise durchgeführt worden ist.

Die Berechnung der Stahlkonstruktion oblag im Büro der vorgenannten Firma dem Oberingenieur E. Mayer; sie zeichnet sich durch eine besonders klare Ausbildung der eingangs erwähnten Auslegerkonstruktion (Abb. 3) an der Gebäudeecke aus, an welcher auch eine turmartige Ausbildung von acht Stockwerken angeordnet ist. Die Stütze, welche die Auslegerkonstruktion übernimmt, hat 1000 t zu tragen und besitzt einen aus Winkeln und Stehblechen zusammengesetzten H-förmigen Querschnitt von 50·50 cm.

Abb. 2. Schnitt a—a (Abb. 1).

Der Bau wurde so ausgebildet, daß der Aufbau eines weiteren Stockwerkes späterhin vorgenommen werden kann. Die Gesamthöhe der Stahlkonstruktion beträgt 35 m, an der Ecke 44 m über den Fundamenten. Der ganze Bau wurde in zwei Teilen ausgeführt. Zuerst wurde der Grundriß, begrenzt durch die Stützen I, IV, XXXII, XXIX und I, in Angriff genommen, wobei es jedoch notwendig war, gleichzeitig auch noch die Stütze V des zweiten Teiles aufzustellen. Während der Ausführung dieses Teiles blieb der restliche Teil des Hauses unberührt und der Verkauf längs der Perlgasse ging ungestört vor sich. Das neue Gebäude hat unter den Gehsteigen zwei Stockwerke; es war daher nötig, die Brandmauern des Nachbarhauses frei zu legen und zu unterfangen. Die Fundamente ruhen auf Fundamentstreifen, welche, kreuzweise angeordnet, einen Druck von 2 bis 2,5 kg/cm² aufnehmen. Die Innenstützen besitzen ein Fundament unter dem zweiten Kellergeschoß. Die Außenstützen sind auf einer Umfassungsmauer gelagert, welche mittels Pfeiler verstärkt ist. Die Stützenfüße bestehen aus einem Rost von Stahlträgern; die Stützen setzen sich aus ⊐⊏-Profilen zusammen, welche durch ein Stehblech und durch zwei Platten zu einem H-förmigen Querschnitt verbunden sind. Die Ausmaße der Stützen bewegen sich zwischen 24 cm² und Maximum 40 cm², so daß die fertigen Stützen einschließlich der feuersicheren Verkleidung und der Putzschicht 50·50 cm besitzen, mit einziger Ausnahme der Stütze XII, von der früher bereits die Rede war und welche die Eckkonstruktion trägt. Die Stützenteilung ist aus Abb. 2 ersichtlich. Der Abstand der Mittelstützen beträgt in der Regel 8 m. Die Träger bestehen fast durchweg aus Walzprofilen mit Ausnahme der vorerwähnten 12 m langen Unterzüge. Die Obersicht derselben befindet sich 10 cm unter der Fußbodengleiche

Abb. 3. Montage des Fachwerk-Kragträgers im 5. u. 6. Obergeschoß.

und alle Überkreuzungen sind vermieden, um die beste Ausnutzung der sparsam bemessenen lichten Höhe zu ermöglichen, wie überhaupt die ganze Ausführung sich erprobten amerikanischen Vorbildern anpaßt, welche der Konstrukteur des Gebäudes, Dr.-Ing. M. Neumann, durch eine lange Anwesenheit in den Vereinigten Staaten kennen zu lernen Gelegenheit hatte. Das Mauerwerk der Fassaden ladet 55 cm über die Flucht der Umfangstützen aus und wird durch besondere Fassadenträger unterstützt (Abb. 5 u. 6), welche mit den Hauptträgern zusammengehängt sind. Diese Anordnung ermöglicht eine durchgehende Ausführung des Ziegelmauerwerkes der Fassaden. Besonders interessant ist die Anordnung des vorerwähnten Trägers im letzten Stock, dessen Ober- und Untergurt in den Decken dieser Stockwerke untergebracht ist (Abb. 3). Die Fachwerkstäbe sind so angeordnet, daß der nötige Platz für die Türen beiderseits der Hänge-

Abb. 5. Schnitt *b—b*.

Abb. 6. Schnitt *c—c*.

stangen vorhanden ist. Das ganze Stahlskelett ist aus Stahl C 38 ausgeführt und mit einer zulässigen Beanspruchung von 1200 kg/cm² berechnet. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 630 t.

Die Montage wurde mit einem Kran von 21 m Höhe ausgeführt. Die Bewegung des Auslegerarmes und das Heben der Last geschah elektrisch. Seine Drehung geschah durch Hand, weil dies die beste Regulierung erlaubt, um so mehr als die Maschinen auf dem Fußboden des zweiten Kellergeschosses untergebracht waren und der Elektromonteur die Montage der oberen Stockwerke nicht übersehen konnte, sondern von oben telefonische Weisungen erhielt. Die Stützen wurden in Stücken von zwei Stockwerkshöhen angeliefert, mit Ausnahme der dreistöckigen Stütze V, welche in den Verkaufsräumen während des Baues des ersten Teiles aufgestellt werden mußte. Sie trägt drei 12 m lange Träger gemeinsam mit der in den ersten Teil fallenden Stütze II. Die Stütze mußte am Sonnabend abend nach Schließung der Verkaufsräumlichkeiten durch ein enges Loch in der Decke über dem Verkaufslokal herabgelassen werden und wurde im Verlauf einer Stunde montiert.

Abb. 4. Bauzustand zur Zeit des Brandausbruches.

Nach Fertigstellung des erwähnten ersten Teiles im Rohbau übersiedelte das Geschäft in denselben, es wurde der zweite Teil demoliert und dieser Neubau in Angriff genommen. Zur Montage der Hängeglieder in der Ecke wurde provisorisch eine Säule angeordnet, welche später entfernt wurde. Bei der Entfernung ergab sich eine Durchbiegung des Auslegers von 4 mm

Abb. 7. Schnitt durch die Hohlsteindecke.

Abb. 8. Verkleidung des Deckenträgers.

gegenüber den berechneten 9 mm für die Maximallast. Die Montage des ersten Teiles von neun Etagen und des zweiten Teiles von elf Etagen und des Erkers dauerte je fünf Wochen.

Die Decken wurden nach dem System Simplex mit ebener Untersicht ausgeführt und bestehen (Abb. 7) aus Hohlsteinen, zwischen denen Eisenbetonrippen angeordnet sind. Die Verkleidung der Deckenträger ist aus den verschiedenen Schnitten und Abb. 6, 7 u. 8 ersichtlich. Als Feuerschutz

Abb. 9. Vorrichtungen zur Auswechslung der verformten, nicht ummantelten Stahlstütze.

Abb. 10. Brandschäden der Decken.

Abb. 13. Ansicht der in kürzester Zeit wieder ordnungsgemäß hergestellten Stütze.

wurde eine Schicht von 3 bis 4 cm bei den Hauptträgern für notwendig gehalten und ein Drahtnetz vorgesehen, doch ergab sich aus architektonischen Gründen an mehreren Stellen eine bedeutend stärkere Schicht.

Die Stützen waren beim Brand im ganzen Gebäude ohne jeden Feuerschutz. Es war beabsichtigt, dieselben mit einer Umhüllung aus Leichtbeton zu versichern und alle Rohre und Leitungen innerhalb des verkleideten Querschnittes anzubringen. Alle diese Leitungen — Wasser- und Abfallrohre, Gas- und elektrische Leitungen — verlangen naturgemäß einen reichlichen Raum, für welchen die beiderseitigen Rinnen des vorerwähnten Stützenquerschnittes gerade ausgereicht hätten.

Die Betonierung der Decken folgte mit der Montage des Skelettes im Abstande von etwa zwei Stockwerken, so daß die Montage des zweiten Teiles am 18. November beendet, die letzte Decke am 3. Dezember fertig betoniert war. Das Weihnachtsgeschäft der Firma konnte sich also bereits vollständig in dem neu hergestellten Teil abspielen. In den Verkaufsräumen lagen Teppiche, Vorhänge und Seide aufgestapelt, und man wartete die Vollendung der Montagearbeiten für die Zentralheizung ab, um die vorerwähnten Feuerschutzvorkehrungen an den Säulen anzubringen.

Bei Ausbruch des Feuers platzte nach Eintreffen der Feuerwehr der nächste Hydrant, und diese Verzögerung trug wesentlich zur Ausbreitung des Feuers bei, so daß die dortigen Zeitungen behaupten, man habe einen solchen Brand in Prag schon lange nicht gesehen. Schließlich waren neun moderne Feuerspritzen zur Stelle und konnten den Brand in $2^1/_2$ stündiger Arbeit löschen. Für die Folgen war es von großem Vorteil, daß die oberen Teile des Neubaues nach allen Richtungen offen waren, so daß sich die Hitze nur an einer Stelle konzentrieren konnte, welche im Grundriß Abb. 1 durch die Stütze XXII gekennzeichnet ist. Von der Stahlkonstruktion hat nur diese Stütze (Abb. 9) durch eine S-förmige Auskrümmung gelitten, ferner einige kleine offen liegende Oberlichtkonstruktionen, welche ebenfalls verbogen worden sind. Die ärgsten Zerstörungen finden sich bei den Granitstufen der Stiegen und bei den Untersichten der Betondecken. Die vorerwähnten Hohlsteine (Abb. 7) bestehen aus einem ausgezeichneten Ziegelmaterial, welches jedoch den Anforderungen der Feuersicherheit insofern nicht entspricht, als es schon bei einer verhältnismäßig niedrigen Temperatur Sprünge erhält. Dies hatte zur Folge, daß bis in den vierten Stock hinauf (Abb. 10) von allen erhitzten Deckenflächen die Untersicht abgefallen ist. Auf diese Weise wurden auch die Trageisen der dazwischen liegenden Eisenbetonrippen bloßgelegt, sie haben sich ausgedehnt, und die Zerstörung der Decken selbst veranlaßt, welche vollständig herabgeschwemmt worden sind (Abb. 9). Der Schaden reicht durch vier Stockwerke und erfordert eine vollständige Auswechslung der betreffenden Decken. Ein weiterer großer Schaden ergab sich bei einer 15 cm starken Eisenbetonwand, welche einseitig erhitzt, sich ausgebogen hat (Abb. 11). Das gleiche geschah bei einer 30 cm starken Brandmauer aus Ziegel, welche das Gebäude gegen einen Nachbarlichthof abgrenzt. Für diesen bestand die Gefahr des Einsturzes. Wenn man die so sich ergebenden Schäden mit denen der Stahlkonstruktion vergleicht, so darf man wohl die letzteren mit Recht als unbedeutend bezeichnen, und sie wären ganz vermieden worden, wenn man es nicht verabsäumt hätte, den Feuerschutz anzubringen.

Abb. 11. Verformte Eisenbetonwand.

Die S-förmige Verkrümmung der Stütze XXII hatte zur Folge, daß sich die obere Decke an dieser Stelle um 72 mm gesenkt hat. Die Stütze läuft durch acht Etagen hindurch und besteht aus ⊐⊏ 22 mit entsprechenden Verstärkungs- und Kopfblechen. Die gesamte lichte Höhe des Erdgeschosses beträgt 5,3 m und die Stütze war für eine Last von 113 t bestimmt. Die Ausbauchung der Stütze geschah in der Richtung der kleinen Achse mit einer maximalen Abweichung von der Stützenmitte von 218 mm. Die Reparatur der Stütze geschah in der Weise, daß man ein Stück derselben von 4 m Länge herausnahm (Abb. 9), die ganze Decke um 82 mm gehoben hat, eine neue Stütze einschob und die Decke 10 mm herabließ und, wie aus Abb. 12 ersichtlich, befestigte. Die Hebung geschah durch vier hydraulische Winden, wobei vier weitere Ständer mittels Amerikaner als Rückversicherung dienten. Die Hebung dieses sechsstöckigen Gebäudeteiles ging glatt vonstatten und nahm eine Zeit von etwa $^1/_2$ Stunde in Anspruch. Nach der Hebung wurde die Stütze oben autogen abgeschnitten und die neue Stütze eingeschoben und befestigt. Abb. 13 zeigt die fertige Stütze.

Abb. 12. Darstellung der ausgewechselten Stütze.

Die bei diesem Brand auftretenden Temperaturen erscheinen dadurch gekennzeichnet, daß alle in der Nähe der Stütze XXII befindlichen gußeisernen Röhren vollständig abgeschmolzen sind. Die Stütze XXII kann demnach keine wesentliche Tragfähigkeit mehr besessen haben, und ihr Zusammenbruch wurde nur dadurch aufgehalten, daß ihre Last durch den rahmenartigen Zusammenhang von den Nachbarstützen übernommen wurde. Es ist bemerkenswert, daß nicht nur die Deckenträger sondern auch die Verbindungen der Träger mit den Stützen an dieser Stelle keinen Schaden gelitten haben, so daß der angerichtete Schaden, soweit er das Stahlskelett betrifft, als klein bezeichnet werden muß. Die beschriebene Rekonstruktion wurde ebenfalls von der Brückenbaufirma A. Ippen ausgeführt.

Da die Stahlkonstruktion nach der verhältnismäßig geringen Arbeit der Auswechslung der Stütze XXII, die im ganzen nur einen Tag in Anspruch nahm, von der statischen Baukommission als intakt befunden wurde, konnte schon neun Tage nach dem Feuer das Geschäft in den provisorischen Verkaufsräumen des zweiten Teiles im vollen Umfange aufgenommen werden.

Das Vorkommnis lehrt, daß auf die rechtzeitige Ausführung eines verläßlichen Feuerschutzes bei Stahlstützen großes Gewicht zu legen ist und daß die in diesem Fall verwendeten Granitstufen der Stiegen, Deckenkonstruktionen mit einem dichten Ziegelmaterial und schließlich auch dünne Ziegelwände als Brandmauern keinen Anspruch haben, als feuerbeständig zu gelten.

Brauerei-Neubauten in Stahl.

Von Dipl.-Ing. **Johannes Rosenthal** und Dipl.-Ing. **Emil Straßberg**, Berlin.

Für Neubauten der Brauereiindustrie erweist sich der Stahlbau für weitgespannte und starkbelastete Tragkonstruktionen als besonders geeignet. — Ein modernes Sudhaus, eine schwierige Gärkelleraufstockung und eine mustergültige Mälzereineuanlage größten Ausmaßes werden beschrieben.

Die Rationalisierungsbestrebungen der deutschen Wirtschaft führten auch in der Brauereiindustrie zu Betriebsumgestaltungen und Erweiterungen, die Architekten und Ingenieure vor interessante und neuartige Aufgaben stellten. Mit der Durchführung des umfangreichen Bauprogramms der Berliner Kindl-Brauerei A.-G., Berlin, wurden die Architekten Regierungsbaumeister Hans Claus und Architekt B. D. A. Richard Schepke betraut.

Einige dieser jetzt fertiggestellten industriellen Hochbauten sind durch ihre Ausmaße, durch besondere erforderliche konstruktive Anordnungen oder durch Erschwernisse während der Ausführung in bautechnischer Hinsicht bemerkenswert. Im folgenden sollen die interessantesten dieser Bauten, für deren Tragkonstruktion vorwiegend der Werkstoff Stahl Verwendung fand, beschrieben werden:

Das neue Sudhaus der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. in Berlin-Neukölln.

Die bautechnische Gestaltung des Sudhauses ist durch den Fabrikationsgang bedingt, der die senkrechte und waagerechte Lage der einzelnen Maschinen und Apparate zueinander festlegt (Abb. 1 u. 2). Im Turm von 37,5 m Höhe über dem Hof, 9 m Frontbreite und 20 m Tiefe steht im obersten Stockwerk ein Wasserbehälter aus Stahl von 100 m³ Inhalt. In den darunter befindlichen drei Stockwerken geht das aus der benachbarten werkseigenen Mälzerei kommende Malz durch die Malzpoliermaschine (mit dem beigeschalteten Schlauchfilter zur Entstaubung) in drei darunter befindliche Malzsilos, von denen jeder in gefülltem Zustande 18 t wiegt. Ein Becherwerk hebt das Malz wieder nach oben. Durch Schwerkraft fließt es dann über eine automatische Waage und zwei Schrotmühlen von je 5,5 t Gewicht in zwei Schrotkästen, die je 14,4 t wiegen. Die leichteren Maschinen, die nicht als Einzellasten wirken, sind mit einer auf die Decken gleichmäßig verteilten Nutzlast von 1 t/m² in der statischen Berechnung in Ansatz gebracht worden.

In der großen Halle des Sudhauses (Abb. 3), die im Innenraum 33 m in der Länge, 18 m in der Tiefe und 12,5 m in der Höhe mißt, ist ein normales Sudwerk aus sechs Geschirren für 150 Zentner Schüttung untergebracht: Zwei Maischepfannen von 5300 mm Durchmesser nehmen das Malz aus den im Turm darüberstehenden Schrotkästen auf. Daneben befinden sich zwei Würzepfannen von 6100 mm Durchmesser und auf einem erhöhten Podest die beiden Läuterbottiche von 7000 mm Durchmesser.

Abb. 1. Grundriß des neuen Sudhauses.

Abb. 2. Längsschnitt durch das neue Sudhaus.

Abb. 5. Abfangekonstruktion zur Aufnahme von 740 t Einzellast.

Lediglich die beiden letzteren belasten die Deckenträger über dem Keller, während die vier anderen Gefäße auf eigenen, besonders fundierten Stützen stehen.

Der unter der Halle befindliche Keller enthält alle notwendigen Antriebsvorrichtungen, Pumpen, Hopfenmontejus, Förderschnecken usw.

Die Würze geht vom Sudhaus zu Kühlvorrichtungen in einem Nachbargebäude und dann zum Gärkeller. Über der Durchfahrt zwischen Sudhaus und Gärkeller befindet sich das 32 t schwere Maischefilter mit zugehörigem Wasch- und Trockenraum.

Die Ausdehnung des Sudhauses war durch das danebenstehende Kesselhaus und durch die auf der anderen Seite befindliche Durchfahrt beschränkt. Daher mußte die große Halle etwa bis zur Turmmitte geführt werden. Das bedingte die Abfangung der hohen Turmwand durch einen Träger von 19,12 m Stützweite. 740 t lasten auf ihm, einschließlich eines Winddruckes auf die Turmwand von 150 kg/m² (Abb. 4). Das Profil der Abfangekonstruktion besteht aus zwei Blechträgern mit Stehblechen 2300 × 16, vier Winkeln 160 × 160 × 17 und je drei Platten 350 × 16 mit je zwei Universalstößen. Das eine Auflager besteht aus einem 2 m langen Trägerrost auf Klinkeruntermauerung, das andere aus einer 15 m hohen Stahlstütze aus III 55, die bis zur Kellersohle hinabzuführen war. Diese Stahlstütze mit einer Last von insgesamt 435 t trägt außer der Turmlast noch die Last eines 8,35 m weit gespannten Abfangeträgers über einer Einbringeöffnung. Letzterer hat neben schweren Wandlasten über den Fenstern noch zwei Dachträger aufzunehmen. Außer dieser Einbringeöffnung war noch eine zweite von 9,30 m Spannweite erforderlich, denn die sechs Geschirre mußten in fertig montiertem Zustande — jedoch ohne den Schlot — in die Halle gebracht werden. Die zweite Einbringeöffnung befindet sich neben der Durchfahrt. Zwischen den beiden großen Abfangungen der Frontwand sind noch solche kleinerer Spannweite und drei bis zu den Bindern reichende Frontstützen vorhanden, die gleichzeitig den Winddruck auf die Frontwand übernehmen. Eine weitere

Abb. 3. Innenraum des neuen Sudhauses.

schwere Abfangekonstruktion wurde in der Trennwand zwischen dem neuen und dem alten Sudhaus, dem jetzigen neuen Maschinenhaus, zur Aufnahme von zwei Einzellasten von je 370 t notwendig (Abb. 5). Diese rühren von Fachwerkträgern her, die die beiden oberen Geschosse des alten Sudhauses tragen. Es wurden dort entsprechende Unterzüge und Stützen vorgesehen.

Abb. 4. Abfangeträger für die Turmwand.

Das Dach über der großen Halle erhielt durchweg eine Eindeckung aus 8 mm starkem, kittlosem Drahtglas auf stählernen Pfetten. Eine weitere untere stählerne Pfettenlage trägt, an Hängestangen gehalten, die kuppelartig aus farbigen Überfanggläsern zwischen Bronzerahmen gebaute Decke, die die große Halle nach oben abschließt (Abb. 6). Als Binder dienen Blechträger von 19,50 m Stützweite mit einem Stehblech 1000 × 10, vier Winkeln 75 × 75 × 8 und je einer Platte 180 × 10. Die Blechträger liegen schräg unter einem Winkel von 12,5°. Sie haben je einen Universalstoß. Ein fachwerkartiger Windverband für die Hoffront und zwei Montageverbände an den Schmalseiten vervollständigen die Dachkonstruktion.

Abb. 6. Die an Hängestangen gehaltene Decke des Sudhauses.

Als zulässige Beanspruchung für die Stahlkonstruktionen wurde hier sowie für die anderen im folgenden beschriebenen Bauten 1400 kg/cm² angenommen. Alle Träger, deren Stützlänge größer als 7 m ist, sind — auch wenn sie nicht zur Aussteifung dienen — so berechnet worden, daß ihre Durchbiegung $^1/_{500}$ der Stützweite nicht überschreitet.

Unter den stark konzentrierten Stützenlasten konnte man mit Klinkerfundamenten nicht überall auskommen, so daß Eisenbetonbankette angeordnet werden mußten. Entsprechend dem vorhandenen guten Sandboden konnte ein Bodendruck von 4,5 kg/cm² als zulässig erachtet werden.

Bei der architektonischen Gestaltung der Fassade wurde auf die vorhandenen Gebäude aus massivem Ziegelbau Rücksicht genommen. So gelangte man zu der schweren, wuchtigen Form des monumentalen Gebäudes. Die rhythmische Auflösung des Hallenbaues in eine Reihe hoher, schmaler Fenster und kräftiger, aber sehr schlank wirkender Pfeiler ist sehr eindrucksvoll und steht in harmonischem Einklang mit dem hohen Turm (Abb. 7). Zur Verkleidung wurden Bockhorner Klinker gewählt. Das ruhige und geschlossene Aussehen der Fassade läßt den Beschauer nicht vermuten, daß sich hinter der Verblendung so schwere stählerne Abfangekonstruktionen befinden. Bei der Innenausstattung ist der monumentale Charakter des Gebäudes gleichfalls gewahrt worden: graublauer Marmor für die Wände, Bronze und farbiges Überfangglas für die Fenster wie für die Kuppel und Glasmosaik für den Fußboden ergeben eine prunkvolle Umrahmung für die massigen, glänzenden Kupfergefäße der Apparatur (Abb. 3). Man glaubt, in eine Kathedrale einzutreten!

Abb. 7. Das neue Sudhaus.

Die Stahlkonstruktionen von insgesamt 280 t Gewicht lieferte die Firma G. E. Dellschau G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, mit Ausnahme von 65 t für die Trägerlage des Läuterbottichpodestes (Firma H. Gossen, Stahlskelett- und Eisenbau, Berlin-Reinickendorf). Die Apparatur entstammt der Maschinenfabrik A. Ziemann, Feuerbach/Stuttgart.

Die Gärkelleraufstockung der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. in Berlin-Neukölln.

Der zwischen dem neuen Sudhaus und dem alten Maschinenhaus am Haupthof befindliche Gärkeller mußte vergrößert werden. Vorhanden war dort ein einstöckiger Bau mit flachem Pappdach. Eine seitliche Vergrößerung war nicht durchführbar, da außer den erwähnten benachbarten Gebäuden dahinter hohe Gebäudeteile, in denen sich die Kühlschiffe befinden, vorhanden sind. So kam nur eine Aufstockung in Frage. Der Betrieb des vorhandenen Gärkellers durfte unter keinen Umständen gestört werden. Eine normale Aufstockung hätte mit dem Abbruch des Daches und der Verstärkung von Decke und Stützen den Betrieb lahmgelegt. Es gab nur eine Lösung: Hochführen der seitlichen Mauern und Aufhängung des gesamten neuen Gärraums an großen Bindern. Bei den Abmessungen der Grundfläche von 24 × 22 m und den schweren Lasten der zwölf Gärbottiche von je 600 bis 700 hl Inhalt ergaben sich Konstruktionen, wie sie im Hochbau nicht alltäglich sind. Sie bestehen aus drei frei gespannten, 6 m voneinander entfernten Bindern von 22,6 m Stützweite, an denen insgesamt sechs Hängesäulen angeschlossen sind. Auf diese werden die Lasten der Decke und der zwölf Bottiche durch ein Netz von Deckenträgern und Unterzügen übertragen (Abb. 8).

Die Binder wurden als Doppelblechträger von 2,50 m Höhe in der Mitte und 0,80 m an den Auflagern, entsprechend der Dachneigung,

Abb. 8. Gärraum.

ausgebildet. In den Drittelpunkten sind die Hängesäulen zwischen den Doppelbindern an Querschotten angeschlossen. Auf dem Obergurt liegen die Pfetten des Massivdaches auf, während am Untergurt die massive untere Abschlußdecke eingewinkelt ist. Jede Hängesäule hat eine Last von 158 t, der ganze Binder also 316 t und mit Zwischendecke, Dach- und Eigengewicht etwa 430 t Gesamtlast zu tragen. Jeder der Doppelbinder besteht aus einem Stehblech 2500 × 16, vier Winkeln 160 × 160 × 19 und je einer Platte 350 × 20 oben und unten. Sie besitzen zwei Werkstattstöße und einen Montagestoß. Die Hängestangen bestehen aus vier sternförmig angeordneten Winkeln 130 × 130 × 16.

Besonderes Augenmerk war auf die Auflager zu richten. Die Mauern wurden auf der ganzen Länge von 24 m in 0,64 m Breite aus Klinkern in reinem Zementmörtel hochgeführt. Unter den Bindern wurde ein Trägerrost aus II P 34 von 2,20 m Länge verlegt, so daß die Mauerpressung 14 kg/cm² beträgt. Da die Auflagerhöhe der Binder ein Vielfaches der Binderweite ausmacht, konnte für die Berechnung des Bodendrucks die ganze Mauerlänge in Ansatz gebracht werden. Mit 1,60 m Fundamentbreite ergab sich eine Bodenpressung von 4,2 kg/cm², die bei dem guten und festgewachsenen Sandboden ohne weiteres als zulässig erachtet werden konnte.

Abb. 9. Wandstützenkopf und Auflager des Doppelbinders.

Schwierig war die Fundierung an der Maschinenhausseite: Wegen beabsichtigter späterer Türöffnungen wurde einer der Binder auf eine aus II 40 bestehende Stütze innerhalb der Wand gesetzt, die auf einem Trägerrost aufliegt (Abb. 9). Ferner war außer verschiedenen Maueröffnungen in einer Entfernung von etwa 0,50 m innerhalb des Maschinenhauses ein 28 m tiefer Brunnenschacht von 3 m Durchmesser aus 0,38 m starkem Mauerwerk vorhanden. Um ein Eindrücken des Schachtes durch den unmittelbar daneben auftretenden starken Erddruck zu vermeiden, mußte die Brunnenwandung durch einen 5 m hohen und 20 cm dicken Eisenbetonzylinder verstärkt werden. Gleichzeitig wurde das bestehende Fundament der Mauer von 1,20 m auf 1,60 m verbreitert und 1 m tief unterfahren.

Die Montage der Stahlkonstruktion war durch Fehlen eines Arbeitsbodens oberhalb des bestehenden alten Gärkellers sehr behindert, um so mehr als die schweren Binder in eine Höhe von 13 m über dem Hof zu liegen kamen. Außerdem war die Durchfahrt im Hof zur Faßbier-Ladehalle schon verhältnismäßig schmal und mußte für den starken Fuhrwerkverkehr freigelassen werden. Jeder Doppelbinder wurde in vier Teilen angeliefert und mittels schwerer Lokomotivwinden abgeladen. Die Teile wurden auf dem Hof vor der Vorderfront zusammengenietet, dann hochgezogen und mittels Schienen auf den beiden Längsmauern bis zu den Auflagern gefahren (Abb. 10 u. 11). Zum Heben der Last — das Eigengewicht von jedem Doppelbinder betrug 39 t — dienten zwei etwa 20 m hohe Montagetürme mit je drei unteren Streben, oberen Auslegern für die Flaschenzüge und hinteren Drahtseilverankerungen. Eigens

Abb. 10. Binder 14 m hochgezogen.

Abb. 11. Binder auf die Fahrbahn hinuntergelassen.

Abb. 12. Grundriß des Mälzereigebäudes, Berlin-Weißensee.

Abb. 13. Längsschnitt durch das Mälzereigebäude, Berlin-Weißensee.

Abb. 14. Schwere Stützen zwischen den Saladinkästen.

konstruierte Fahrgestelle mit je zwei Laufrädern und mit Aufhängevorrichtung, bestehend aus ⊐⊏-Profilen und einem oberhalb des Gesamtschwerpunktes befindlichen Bolzen, um den der Kranhaken herumgriff, wurden an den Trägerenden angeschraubt. Nachdem zwei Kolonnen von je 8 Mann an den Winden den Träger 14 m hochgehoben hatten, wurde darunter die Fahrbahn auf einem I P-Träger vom Turm zum Mauerwerk hinüberverlegt. Darauf konnte der Träger auf die Fahrbahn hinuntergelassen und dann mittels gleichmäßigen Zuges von zwei Seilen zu seinem Auflager verfahren werden. Unter die Binder wurden dann Wassertöpfe gesetzt, so daß die Fahrgestelle entfernt werden konnten. Das Hochziehen und Verlegen eines jeden Doppelbinders nahm einen Arbeitstag in Anspruch.

Nach Verlegen der Binder bot die weitere Montage keine Schwierigkeiten. Das neue Dach und die Zwischendecke wurden zuerst eingebaut, so daß das darunterliegende alte Dach entfernt werden konnte. Dann wurden an den Hängesäulen die Unterzüge und Deckenträger angeschlossen.

Die an das Sudhaus anschließende Fassade in Bockhorner Klinkern weist keine Fenster auf. Sie ist durch Pfeilervorlagen gegliedert. Der Gärkeller konnte im November 1930 in Betrieb genommen werden. Für die gesamte Anlage sind 290 t Stahlkonstruktion von der Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, geliefert und montiert worden.

Mälzereigebäude der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. in Berlin-Weißensee.

Das umfangreichste und bedeutendste Bauwerk unter den Neubauten der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. ist die Mälzereianlage in Weißensee. Durch diese wurde die dortige Abteilung von der Abteilung Neukölln die bisher das Malz lieferte, unabhängig gemacht. Es ist dort eine der neuzeitlichsten Kastenmälzereien ganz Deutschlands entstanden.

Der Arbeitsgang ist im wesentlichen folgender: Die Gerste kommt in Säcken auf Lastkraftwagen an, wird in sechs stählerne Annahmerümpfe von insgesamt 2100 Ztr. Fassungsvermögen eingeschüttet und von Schnecken und zwei Becherwerken zur Putzerei hinaufbefördert. In der Putzerei werden die Fremdkörper und die Grannen entfernt. Dann wird die Gerste entstaubt und nach Sorten getrennt. Mittels Becherwerks und Verteilungsschnecken fließt sie dann entweder direkt den Weichen oder den Gerstenlagerböden von 210 000 Ztr. Fassungsvermögen zu. Eine Saugluftförderanlage dient der Umlagerung oder gleichfalls zur Beförderung nach den zehn Weichen (zylindrische Stahlgefäße mit konischen Böden von je 360 bis 400 hl Inhalt). Dort wird die Gerste gewaschen und belüftet. Durch die Feuchtigkeit wird gleichzeitig die Keimung eingeleitet. Eine Spezialpumpanlage fördert die Gerste nun zu den zehn Saladinkästen von je 124 m² Grundfläche. Dort spielt sich der Keimvorgang ab unter dauernder Zuführung künstlich befeuchteter Luft; währenddessen wird die Masse durch elektrisch betriebene Schnecken ständig gewendet. Das hier entstehende Erzeugnis (Grünmalz) geht über Schüttelrinnen und Becherwerke zur Dreihordendarre, die bei einer Temperatur von 60 bis 70° C innerhalb 24 Stunden etwa 600 Ztr. Malz von der hellsten (Pilsener) bis zur dunkelsten (Münchener) Färbung herstellt. Die Beheizung der Darre geschieht durch Abdampf aus der Kraftzentrale der Brauerei. Über die Darrmalzrümpfe und ein Becherwerk wandert das Malz zur Malzputzerei, wo die Keime abgesondert werden. Putz- und Poliermaschinen sowie Entstaubungsanlagen dienen zur vollkommenen Reinigung des Malzes, das dann über Schnecken- und Becherwerke zum Silo von etwa 40 000 Ztr. Fassungsraum befördert wird.

Dem Arbeitsgang entsprechend sind die Baulichkeiten (Abb. 12 u. 13) nach einer Dreiteilung gegliedert: Im Kopfbau sind Gersten- und Malzputzerei sowie die Darre vereinigt, Lagerboden und Saladinkasten befinden sich im Mittelbau, der Silo mit Nebenräumen bildet den Endbau.

Das Gebäude hat eine Gesamtlänge von 106,5 m und eine Breite von 45,4 m. Die Hauptachse der Neuanlage geht in derselben Richtung wie die der Hauptgebäude der bestehenden Brauerei, und zwar schräg zur Lichtenberger Straße hin, an der der Silo steht. An der Lichtenberger Straße sind zwischen Mittelbau und Silo Übergangsbauten verschiedener Höhe und vieleckiger Grundrißform entstanden. Die beiden Haupttreppen befinden sich im Kopfbau und am Silo.

Der Kopfbau hat sieben Stockwerke mit einer Gesamthöhe von 28,5 m und ist mit einer massiven Dachdecke versehen. Die Decken sind als Steineisendecken zwischen I-Trägern ausgebildet, die auf Unterzügen bis zu 11 m Spannweite ruhen. Neben Einzellasten, wie die für einen Wasserbehälter von 50 m³, mit 56 t, für die Weichen mit je 36 t Betriebsgewicht und solchen kleinerer Maschinen wurde mit einer Nutzlast von 500 kg/m² gerechnet. Nur für die Decke unter der Gerstenannahme sind 1000 kg/m² als Nutzlast in Ansatz gebracht worden. Besondere Schwierigkeiten ergaben sich durch eine große Anzahl verschiedenartiger Deckenöffnungen infolge kontinuierlich durch mehrere Geschosse von unten nach oben oder umgekehrt arbeitender Triebwerksteile.

Der Kopfbau ist nicht als reiner Stahlskelettbau ausgeführt, da der Raum für die jetzige und die spätere Darre aus wärmetechnischen Gründen zweckmäßig als Ziegelbau mit Lufträumen ausgeführt werden mußte. Unter dem Gerstenannahmeraum ist die einzige Unterkellerung des Gebäudes für die Annahmerümpfe vorgesehen.

Der Mittelbau hat rd. 60 m Länge und etwa 20 m Höhe. Die oberen drei (später vier) Stockwerke dienen zur Gerstenlagerung. Sie sind ohne Trennwände ausgeführt. Bei 2 m Schütthöhe und einem spezifischen Gewicht der Gerste von 690 kg/m³ wurde sicherheitshalber mit einer Nutzlast von 1500 kg/m² gerechnet. Der Mittelbau ist als reines Stahlskelett ausgebildet mit Mittel- und Außenstützen; lediglich die Deckenendfelder binden in das Mauerwerk der anschließenden Gebäudeteile ein. Die Decken der oberen Stockwerke sind als gestelzte Eisenbetondecken zwischen I P-Trägern ausgeführt, die man zur Erreichung einer niedrigen Konstruktionshöhe wählte. Die unteren beiden Decken über den jetzigen und späteren Saladinkästen sind zur Erzielung einer absolut glatten Unterfläche, die für die unbehinderte Luftbewegung erforderlich war, als Unterflanschdecken mit 10 cm Schlackenbetonauffüllung und darüber befindlichem Torfisotherm, Isolierpappe und Schutzbeton ausgeführt. Zur Verhinderung von Schwitzwasserbildung ist die Decke mit einem porösen Kalkputz versehen. Die Decke über dem vierten Obergeschoß, die gegenwärtig nur einen hölzernen Dachstuhl mit Pappdach trägt, ist mit Rücksicht auf spätere Verwendung als Gerstenboden ebenso wie die unteren Decken ausgeführt worden.

Abb. 15. Das Mälzereigebäude in Berlin-Weißensee.

Die Stützenteilung ergab sich zu 6,10 m in der Längs- und 6,15 m in der Querrichtung. Die 2,05 m voneinander entfernten Deckenträger wurden als durchlaufende Balken mit teilweiser Einspannung berechnet. Auf der Zugseite wurden Laschen vom vollen Nutzquerschnitt des Trägerflansches mit der zur vollen Kraftübertragung notwendigen Anzahl von Schrauben angeordnet. Für den Druckflansch sind eingepaßte Druckplatten vorhanden. Von der Anordnung eines Sitzwinkels wurde abgesehen; statt dessen wurden zum ersten Male mit gutem Erfolg 25 mm starke, an den Unterzügen angenietete Platten als Sitze verwendet. Die gewählte Ausführung ergab gegenüber der von einfachen Balken eine Ersparnis von 180 t Stahlkonstruktion. Die Unterzüge, bestehend aus I P 50 und I P 55, sind als einfache Balken berechnet. An Stelle von Sitzwinkeln sind auch hier Platten von 25 mm Stärke als Sitze verwendet worden.

Da zwischen den Saladinkästen für die Stützen nur ein Raum von 32 × 52 cm zur Verfügung stand, mußten für die schwersten Stützen im Erdgeschoß I P 50-Profile mit an den Innenflächen rechteckförmig angenieteten Winkeln 90 × 90 × 11 gewählt werden (Abb. 14). Da diese Stützen eine Last von 350 t aufzunehmen haben, konnte schon aus diesem Grunde bei dem geringen zur Verfügung stehenden Raum eine Ausführung in Eisenbeton nicht in Erwägung gezogen werden. Die Stützen gehen jeweils durch zwei Stockwerke und haben volle Stoßdeckung.

Da sämtliche Massivdecken in starke Querwände am Kopfbau und am Silo eingreifen, wurde diesen die Übertragung der Windkräfte in die Fundamente zugewiesen. Auf diese Weise erübrigte sich ein biegungsfester, rahmenartiger Anschluß der Unterzüge an den Stützen.

Der Silo für die Stapelung von fertigem Malz hat 16 Zellen von 3,65 × 3,65 m Grundfläche bei 21 m Höhe. Er ist ganz aus Eisenbeton mit einer umgekehrten Pilzdecke als Fundament im Gleitbauverfahren hergestellt worden.

Für das gesamte Gebäude, außer dem Silo, wurden 1500 t Stahlkonstruktion benötigt. Es sind 16 500 m² Decken vorhanden, so daß etwa 90 kg Stahl für 1 m² Decke verbraucht wurden, ein bei Berücksichtigung der verhältnismäßig schweren Lasten, die aufzunehmen waren, recht günstiges Ergebnis.

Die Bodenverhältnisse auf dem Gelände der Brauerei sind durch mehrfache frühere Bohrungen bis zu 40 m Tiefe erforscht. Unter etwa 8 m starken, fest abgelagerten Lehmschichten mit geringem Gefälle befinden sich starke Sand- und Kiesschichten. Der Lehm enthält an einigen Stellen Sandadern, die geringe Mengen von Schichtwasser führen. Probebelastungen ergaben bei einem Druck von 2 kg/cm² Einsenkungen von 4 bis 7 mm, bei weiterer Belastung bis zu 3 kg/cm² traten neue Einsenkungen nicht auf. Nach der Entlastung stellte sich ein Auftrieb nicht ein. Für die Fundamente wurde deshalb mit einer durchschnittlichen Bodenpressung von 2 kg/cm² gerechnet. Unter den Stützen wurden Einzelfundamente aus kreuzweise bewehrtem Eisenbeton ausgeführt, deren größte Abmessungen 4,40 × 4,40 × 2,0 m waren. Unter den Außenmauern mit ihren Randstützen waren bis zu 3,20 m Breite durchlaufende Eisenbetonbankette herzustellen. Insgesamt waren für die Fundamente mit Ausnahme des Silos rd. 3300 m³ Eisenbeton notwendig.

Der langgestreckte Mittelbau wurde von den Architekten in geschickter Weise durch Auflösung in schmale Fensternischen mit oberen Rundbogen und schlanken Pfeilern belebt (Abb. 15). Stufenförmig sich verjüngende Aufbauten auf dem Kopfbau und dem Silo, die durch werksteinmäßig bearbeitete Hauptgesimse betont sind, geben dem Gebäude eine

Abb. 16 u. 17. Montagezustände des Mälzereigebäudes.

charakteristische eigene Note und heben es wirksam aus dem Stadtbild hervor. Sämtliche Außenmauern sind mit rotbunten Klinkern verkleidet.

Die gesamte Bauzeit, einschließlich der Montage aller Maschinen und Apparate bis zur Inbetriebsetzung betrug $^3/_4$ Jahre. Während die Stahlkonstruktion der oberen Stockwerke noch montiert wurde, waren bereits die Saladinkästen im Erdgeschoß fertiggestellt. Das von der Bauherrin gesteckte Ziel der kurzfristigen Herstellung konnte dank reibungsloser Zusammenarbeit aller an der Bauausführung Beteiligten erreicht werden. Die Abb. 16 u. 17 zeigen die Stahlkonstruktion während der Montage.

Die maschinelle Ausrüstung lieferte die Maschinenfabrik Anton Steinecker, Freising/Bayern, die Vertikaldarre wurde von der Firma F. A. Topf & Söhne, Erfurt, ausgeführt, die elektrische Licht- und Krafteinrichtung von den Siemens-Schuckertwerken A.-G. Die Beton- & Monierbau A.-G. hatte den Silobau in Auftrag, die Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, sämtliche Stahlkonstruktionen. — Die Bauausführung für alle oben beschriebenen drei Bauten war dem Baugeschäft E. Tielebier anvertraut, mit Ausnahme der Decken, die von der Raebelwerke G. m. b. H. hergestellt wurden. Entwurf und Bauleitung lagen — wie bereits erwähnt — in den Händen der Architekten Regierungsbaumeister Hans Claus und Architekt B. D. A. Richard Schepke, Berlin, unter Mitarbeit des Bauingenieurbüros der Diplomingenieure Walter Birnbaum (verstorben 1929) und Johannes Rosenthal für bautechnische und statische Fragen.

Ein geschweißter Stahlgroßbehälter.

Von Ing. **Ettore Gentilomo**, Wien.

Die Waagner-Biró A.-G. in Wien hat kürzlich für die Spiritusfabrik und Raffinerie G. & W. Löw in Angern bei Wien einen großen Melassebehälter von 28,50 m Durchmesser und 11,17 m Mantelhöhe mit einem Inhalt von 7100 m³ geliefert und aufgestellt.

Dieser Behälter wurde in seinen wesentlichen Teilen nach dem Lichtbogenverfahren geschweißt und zählt infolgedessen zu den bedeutendsten bisher ausgeführten geschweißten Bauwerken. Bevor auf die Einzelheiten des eigentlichen Behälters eingegangen wird, sind zum besseren Verständnis einige Worte über die Gründung notwendig, welche gleichfalls in einer nicht allgemein üblichen Weise zur Ausführung kam.

Der Boden, der für die Aufstellung des Behälters zur Verfügung stand und über dessen Beschaffenheit elf Bohrungen Aufschluß gegeben hatten, besteht bis zu einer Tiefe von mindestens 5 m aus einer unregelmäßigen Aufeinanderfolge von Schichten, die aus feinem glimmerreichen Sand, aus weichem gelben Lehm, aus steifem grauen Tegel, sowie aus Vermengungen dieser Bodenarten zusammengesetzt sind. Einem solchen Boden kann man im allgemeinen eine Inanspruchnahme von nicht mehr als 1 kg je cm² zumuten. Da aber das spezifische Gewicht der Melasse 1,4 und der tatsächliche Bodendruck mithin rd. 1,6 kg je cm² beträgt, anderseits man sich zu einer Pfahlgründung infolge der unverhältnismäßig hohen Kosten nicht entschließen konnte, wurde ein Gutachten des Prof. Dr.-Ing. v. Terzaghi, Wien, eingeholt. Dieses Gutachten kommt zur Schlußfolgerung, daß trotz der überaus schlechten Bodenbeschaffenheit von einer tragfähigen Gründung abgesehen werden könne, denn wenn auch eine einseitige Zusammendrückung oder ungleichmäßige Setzungen des Bodens nicht auszuschließen seien, so sei doch der Behälter imstande, sowohl eine bescheidene Schiefstellung als auch eine ungleichmäßige Setzung des Bodens um mehrere Zentimeter mitzumachen, ohne Schaden zu erleiden. Es sei lediglich notwendig, während eines gewissen Zeitraumes die etwaigen Setzungen festzustellen und zu überprüfen, ob die durch dieselben bewirkten Zusatzspannungen gefährlich werden können. Wenn auch dies der Fall sein sollte, so lasse sich das Bauwerk jederzeit mit einem Kostenaufwande verstärken, der sicher nicht an die Kosten einer Pfahlgründung heranreicht. Infolgedessen wäre es nicht wirtschaftlich, bedeutendes Kapital lediglich zu dem Zwecke auszugeben, um Zusatzspannungen von vornherein mit Sicherheit auszuschalten.

Auf Grund dieser Überlegungen wurde nur die oberste Bodenschicht bis zu einer Tiefe von 2 m entfernt und der Behälter unmittelbar auf den gewachsenen Boden aufgesetzt. Die zwischen Behälterboden und Erdreich eingeschaltete, durch Asphaltpappenlagen gedichtete Betonplatte von 22 cm Stärke hat ausschließlich den Zweck, einerseits die Entwässerung des Bodens unter der Wirkung der Überlast nach oben hin zu verhindern, andererseits den Zutritt der Erdfeuchtigkeit zum Stahlboden abzuwehren. Die genannte Betonplatte erhielt eine schwache Eisenbewehrung, um sie gegen örtliche Setzungen des Bodens geringeren Umfanges widerstandsfähig zu machen. Da der durch das Eigengewicht des Behältermantels und des Daches erzeugte Bodendruck im Bereiche des Fußringes größer ist als im Behälterinnern, wurde die Betonplatte am Behälterrand auf 40 cm verstärkt und nach außen verbreitert. Sie bildet gleichzeitig den Boden des um den Behälter angeordneten 1 m breiten Inspektionsganges.

Mitbestimmend für die Wahl der Schweißung war das Fehlen einer eigentlichen Gründung und im Zusammenhange damit die Unmöglichkeit, die üblichen begehbaren Kanäle unter den Stößen der Bodenbleche anzuordnen. Die Zusammenstellung des Stahlbodens in erhöhter Lage und dessen Absenkung nach vollzogener Vernietung hätte bei seiner beträchtlichen Größe jedenfalls höhere Kosten verursacht, als das Verlegen der Bodenbleche in ihrer endgültigen Lage, und hätte überdies auch einen größeren Zeitaufwand erfordert.

Da die Nähte des Behälterbodens auch bei auftretenden örtlichen Senkungen nur geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind und es demnach nur auf ihre Dichtheit ankommt, war die einfache V-Schweißung das gegebene. Für den Mantel hätte dagegen dieselbe Nahtart, die den auftretenden Kräften ohne weiteres gewachsen gewesen wäre, eine Vergeudung von Material bedeutet. Bei der V-Naht ist bekanntlich die in Rechnung zu stellende Stärke der Naht mit der Blechstärke gleich zu nehmen; da die Naht aber nur mit 8,5 kg/mm² beansprucht werden darf, während auch für gewöhnliche Behälterbleche aus St 37 eine weit höhere Beanspruchung zulässig ist, ist eine Ausnutzung der Bleche nicht möglich. In Anbetracht des hohen Wertes des Behälterinhaltes war andererseits eine über das gewohnte Ausmaß hinausgehende Sicherheit der Schweißnähte erwünscht. Wenn infolgedessen die einfache Stumpfschweißung auszuscheiden und durch eine Laschenverbindung zu ersetzen war, so war hiermit der Vorteil einer Unabhängigkeit in der Wahl der Blechstärke und in weiterer Folge die freie Wahl der Güte des Stahles verbunden.

Wiewohl die Höchstinanspruchnahme des zur Verwendung gelangten St 44, welche nach der ÖNORM[1]) 19 kg/mm² erreichen darf, mit 14 kg begrenzt wurde, konnte im Vergleich zum Gewicht eines stumpf geschweißten Behälters eine Ersparnis von 12% erzielt werden, gegen welche die höheren Kosten für die Laschenverbindung nicht merklich in die Wagschale fallen. — Aus Sicherheitsgründen wurden die theoretisch ermittelten Blechstärken noch um 1 mm erhöht, obzwar im Gegensatze zum Beton, welcher von der Melasse vollkommen zerstört wird, der Stahl von ihr nicht angegriffen wird.

Der Festsetzung der Einzelheiten der Schweißverbindungen gingen eingehende Versuche voraus, welche zunächst den Zweck hatten, die dem St 44 am besten entsprechende Elektrode festzustellen.

Die wesentlichsten Versuchsergebnisse sind die folgenden:

Bei starken, in mehreren Lagen aufgetragenen Schweißraupen, wie sie zur Verbindung von Blechen bis zu 17 mm Dicke erforderlich sind, ist die nicht umhüllte oder nur schwach umhüllte Elektrode der stark umhüllten vorzuziehen. Unter allen Verbindungen hat die V-Schweißung mit blanken „Böhler Elite“-Elektroden die günstigsten Ergebnisse geliefert. Die Ergebnisse mit drei weiteren Elektrodenmarken waren stark schwankend und ungünstiger. Hierbei wurden grundsätzlich Versuchsstücke miteinander verglichen, welche von demselben Schweißer unter gleichen Bedingungen hergestellt worden waren; diese Bedingungen waren den auf der Baustelle herrschenden vollkommen angepaßt. Im folgenden sind nur die mit den obengenannten Elektroden erzielten Werte angeführt.

Die Versuche umfaßten fünf Arten von Schweißverbindungen: die X-Schweißung; die einfache glatte V-Schweißung; die V-Schweißung mit ungefähr 3 mm starker Auftragraupe; weiterhin die gleiche Verbindung, welche jedoch auf der geschlossenen Seite der V-Naht geputzt und mit einer Lasche versehen wurde; endlich eine beiderseits geputzte V-Naht mit beiderseitigen Laschen.

Aus den im lotrechten Zustande verschweißten Blechen von etwa 1 m Höhe wurden je drei Versuchsstäbe herausgeschnitten und an einer öffentlichen Prüfungsanstalt Zerreißversuchen unterworfen. Die Ergebnisse sind in der beigefügten Tafel zusammengestellt. Die Bruchspannung ist auf den Querschnitt des Mutterbleches bezogen, welches eine durchschnittliche Festigkeit von 49,2 kg/mm² besaß. Die Bruchfestigkeit der Schweißnaht selbst wurde nicht errechnet, da sich ihr nutzbarer Querschnitt infolge der ungleichmäßigen Oberfläche der Naht naturgemäß nicht einwandfrei feststellen ließ.

Versuchsreihe	1	2	3	4	5
Art der Schweißung					
Probestab I	34,2	34,6	40,8	47,7 *	47,4 *
" " " II	29,9	31,4	38,8	48,7 *	41,9
" " " III	28,7	30,2	35,6	48,3 *	41,7

* Außerhalb der Schweißnaht gerissen

Die höchste Festigkeit hat somit die Versuchsreihe 4 gezeigt, bei welcher alle drei Probestäbe außerhalb der Schweißnaht gerissen sind. Da die einseitige Verlaschung somit dem ungeschwächten Bleche zumindest gleichwertig ist, wurde sie für die hochbeanspruchten lotrechten Nähte der unteren Schüsse angewendet.

Da jedoch bei der beschriebenen Art der Gründung, welche bei voller Belastung ungleichmäßige Setzungen des Bodens nicht ausschließt und in der Folge nicht vorauszusehende zusätzliche Spannungen in den Nähten hervorrufen kann, wurden trotz der außerordentlichen Sicherheit der gewählten Schweißverbindung noch weitergehende Sicherungsmaßnahmen getroffen. Diese bestehen in der Anbringung von je zwei bis vier waage-

[1]) Normen des Österr. Normen-Ausschusses f. Industrie und Gewerbe.

Abb. 1. Schweißnaht mit zusätzlicher Verlaschung.

Abb. 2. Schweißung auf der Baustelle.

rechten Doppelstoßlaschen in jeder Naht der vier unteren Schüsse, welche allein befähigt sind, die Mantelkräfte zu übertragen. Allerdings wurde für diese zusätzlichen Verlaschungen eine geringere Sicherheit zugelassen, als für die in erster Linie als tragend anzusehenden lotrechten Verlaschungen (Abb. 1 u. 3).

Für die Ringnähte wurde eine V-Schweißung gewählt. Infolge der Verschiedenheit der Dicke der miteinander verbundenen Bleche erleiden die Ringnähte Scher- und Biegungsspannungen, weshalb zur Entlastung der Schweißung an der Behälteraußenseite vorgespannte Bandagen aus Flacheisen angeordnet wurden. — Von einer Stumpfschweißung des Mantels an den Behälterboden wurde abgesehen, da die Naht auf Biegung beansprucht wird[2]) und letztere bei Bodensenkungen in erster Linie in Mitleidenschaft gezogen werden dürfte. Zur Erzielung der erforderlichen Ecksteifigkeit wurde ein kräftiger, außenliegender Winkelring angebracht.

Die Aufstellung des Behälters ging nach dem bei großen Behältern üblichen Verfahren vor sich. Auf dem bereits verlegten und verschweißten Boden wurden zunächst die beiden obersten Schüsse und das Dachgespärre zusammengebaut. Der fertig montierte und verschweißte Teil des Mantels samt Dach wurde dann jeweils um eine Schußhöhe gehoben, worauf der folgende Schuß eingebaut und verschweißt wurde. Die Hebung erfolgte mittels zwölf Spindelböcken, die mit Rücksicht auf die Enge des Revisionsganges im Innern des Behälters aufgestellt werden mußten. Die Schweißung konnte bei dem geübten Bauvorgang ausnahmslos von einem sicheren Standplatz aus vorgenommen werden, welcher die Güte der Schweißarbeiten förderte (Abb. 2).

Während bei kleineren geschweißten Behältern, welche von unten nach oben zusammengebaut werden, es häufig vorkommt, daß die einzelnen Schüsse am oberen Rande stärker schrumpfen als am unteren, durch den Boden oder den vorhergehenden Schuß an einer Formänderung behinderten Rand, und daß somit der Mantel eine kegelstumpfförmige, statt einer zylindrischen Gestalt annimmt, hat der geschilderte Vorgang den weiteren Vorteil, daß jeder Schuß oben durch den überbauten Schuß und unten durch die provisorische Verspannung mit dem steifen Bodenring zur Erhaltung seiner richtigen Form gezwungen ist. — Zur Schweißung wurden Gleichstrom-Lichtbogen-Aggregate Bauart „ELIN" verwendet. Dieselben lieferten einen Schweißstrom von 25 bis 200 Ampere bei 25 V Lichtbogenspannung.

[2]) Vgl. Dr. Girkmann: „Berechnung eines geschweißten Flüssigkeitsbehälters". Der Stahlbau 1931, S. 25 ff.

Abb. 3. Schweißnaht und Verlaschung an der Außenseite.

Die Bodenbleche erfuhren infolge der Schrumpfspannungen, trotz Vergütung der Nähte durch Hämmern, örtliche Verbeulungen. Obwohl diese Verbeulungen keinen Anlaß zu Bedenken gaben, wurden die entstandenen Wellen an ihrer höchsten Stelle angebohrt und mit dünnflüssigem Zementmörtel untergossen. Die Löcher wurden sodann zugeschweißt. Im Mantel erzeugten die erwähnten Spannungen sichtbare örtliche Formänderungen nur im schwächsten obersten Schuß. Durch richtige Wahl der Reihenfolge der Schweißung konnte ein Aufgehen bereits geschweißter Nähte vollständig vermieden werden.

Der Behälter wurde nach seiner Fertigstellung mit Wasser gefüllt und erwies sich als vollkommen dicht. Durchsickerungen traten nur an einzelnen Stellen der Rundnähte auf. Diese unwesentlichen Undichtheiten wurden durch Nachschweißen in wenigen Stunden behoben (Abb. 4).

Im Verlaufe der Wasserdruckprobe wurden die Bodensenkungen gemessen. Zur Beobachtung der Senkungen im Innern des Behälters dienten Stahldrähte, welche, gleichmäßig über die Bodenfläche verteilt, mit letzterer verschweißt und bis über Dach geführt wurden. Im Umfang wurden Senkungen zwischen 11 und 16 mm, im Innern des Behälters solche zwischen 6 und 33 mm festgestellt. Nach der Entleerung stieg der Boden teilweise wieder auf, teilweise hatte er einen Beharrungszustand angenommen.

Die Messungen wurden unter der Leitung Professors Terzaghi während der Füllung mit Melasse laufend wiederholt. Die Randsenkungen des mit Melasse vollgefüllten Behälters stiegen auf 28 bis 33 mm an, jene des Bodens bewegten sich zwischen 31 und 83 mm. Diese Messungen wurden bei hohem Grundwasserstande vorgenommen. Es ist anzunehmen, daß sie mit sinkendem Grundwasser noch merklich größer werden. — Diese sehr beträchtlichen und ungleichmäßigen Zusammendrückungen des Erdbodens haben die Dichtheit des Behälters in keiner Weise beeinflußt. Da bei gefülltem Behälter ein Einfrieren des stark wasserhaltigen Bodens auch bei sehr tiefen Temperaturen nicht zu erwarten ist, für den leeren, fast spannungslosen Behälter dagegen etwaige noch stärkere Bodenbewegungen

Abb. 4. Geschweißter Behälter im fertigen Zustand.

unschädlich sein werden, haben sich die dem Entwurfe des Bauwerkes zugrunde liegenden Gedanken als durchaus gerechtfertigt erwiesen.

Schließlich sei bemerkt, daß die gesamte Bauzeit drei Monate betrug und daß in diesem Zeitraum auch die Durchführung der Versuche, die Planung und die Werkstoffbeschaffung inbegriffen ist. Nicht nur in wirtschaftlicher Beziehung, sondern auch betreffs der Kürze der Bauzeit hat die Schweißung unverkennbare Vorteile geboten.

Wiewohl gegenwärtig die Auswirkungen der Schrumpfspannungen noch nicht genügend geklärt sind und eine sichere und einfache Kontrolle der Güte der Schweißung, insbesondere der Bauschweißung nicht möglich ist, weshalb allgemeine Schlußfolgerungen nicht gezogen werden sollen, hat dieses Bauwerk den Beweis erbracht, daß bei sorgfältiger Bearbeitung des Entwurfes und strenger Beaufsichtigung der Arbeit die Vorzüge geschweißter Großbehälter außer Frage stehen.

Neubau der Handels- und Boden-A.-G. Unter den Linden in Berlin.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Heinz Knoche.**

Die Handels- und Boden-A.-G. hat als Eigentümerin des Grundstücks Unter den Linden 65 in Berlin zur besseren Ausnutzung des wertvollen Geländes ein altes, teilweise aus dem Jahre 1772 stammendes Gebäude niederlegen lassen, um an dieser Stelle ein den modernsten Anforderungen entsprechendes Geschäftshaus zu errichten.

Um eine kurze Fertigstellungszeit zu erzielen und den Bau allen Verwendungszwecken soweit wie irgend möglich anzupassen, entschied man sich für einen Stahlskelettbau, der nach den Plänen des Architekten BDA. Dipl.-Ing. Jaretzki, ausgeführt wurde.

Abb. 1. Grundriß.

Wie aus dem in Abb. 1 dargestellten Grundriß ersichtlich ist, war es möglich, die Grundfläche weitestgehend zu bebauen, so daß kein Quadratmeter des hochwertigen Geländes ungenutzt blieb. Der Bau enthält im Erdgeschoß Räume für Ausstellungszwecke und Verkauf. Damit auch der Keller voll ausgenutzt werden kann, ist dieser, außer durch Treppen durch eine Hebebühne zugänglich, die für eine Nutzlast von 3000 kg berechnet ist. Die oberen Stockwerke sollen Bürozwecken dienen. Um auch hier in der Verwendung in jeder Beziehung frei zu sein, ist das Stahlskelett so ausgebildet, daß sowohl durchgehende Räume in den einzelnen Stockwerken als auch Einzelbüros geschaffen werden können.

Zur ausreichenden Tagesbelichtung aller Räume ist außer einem Hof noch ein besonderer Lichtschacht angeordnet.

Der Bau enthält in seinem vorderen Teil acht und in seinem rückwärtigen Teil sechs Geschosse einschließlich des Kellers und des ausgebauten Dachgeschosses (Abb. 2). — Zur Erzielung eines möglichst geringen Stahlbedarfs und kleiner Durchbiegungen ist von der Verwendung durchlaufender Träger weitgehend Gebrauch gemacht.

Die erforderliche Seitensteifigkeit erhält das Gebäude durch die bereits vielfach ausgeführte steife Verbindung der Hauptunterzüge mit den zugehörigen in den Wänden befindlichen Stützen mittels Keilen. Hierbei sind die Innenräume durchschneidende Eckbleche oder Vouten vollständig vermieden. Im übrigen ist auf die Anordnung von Stützen im Innern des Gebäudes so gut wie ganz verzichtet worden, um der oben erwähnten Forderung nach freiester Benutzung der Innenräume gerecht zu werden.

Auch die Dachkonstruktion wurde in Stahl hergestellt. Die Verbindungen der hierfür verwendeten Mansardenrahmenbinder sind zum Teil mittels des elektrischen Schweißverfahrens ausgeführt (Abb. 3).

Die Ausführung der Massivdecken erfolgte im System Sperle. Als Füllbaustoff zum Raumabschluß wurde Material der Torkret-G. m. b. H. verwandt, aus dem auch die Brandgiebel hergestellt sind. — Die in Abb. 4 dargestellte Fassade erhält eine Verkleidung aus 10 cm starken Sandsteinplatten in Verbindung mit grünem Tynos-Marmor.

Abb. 4. Straßenansicht.

Abb. 2. Längsschnitt.

Das Haupttreppenhaus erhält Wandverkleidung in gleichem Material; die Treppengeländer, die Fahrstuhlumwehrung und die Stockwerktüren sind in matt geschliffener Bronze ausgeführt.

Es ist selbstverständlich, daß das Gebäude mit modernster Sammelheizungsanlage ausgestattet wird und daß die maschinellen Teile des Aufzugs den allerneuesten Anforderungen entsprechen.

Bei der Aufstellung des Stahlskeletts war insbesondere auf den geringen zur Verfügung stehenden Raum Rücksicht zu nehmen. Infolgedessen wurden zunächst die für den Keller und das Erdgeschoß benötigten Konstruktionen montiert, alsdann die Keller- und Erdgeschoßdecke zum Teil hergestellt, um eine Fläche für Montagewerkzeuge, Baubuden usw. zu gewinnen. Nach Ausführung der erforderlichen Deckenteile wurde mit dem Aufstellen des eigentlichen Stahlgerüstes begonnen.

Die Bauarbeiten begannen am 7. Juli 1930, das Stahlskelett war am 7. Dezember 1930 fertiggestellt, und im April d. J. ist der Bau, der etwa 11 000 m² umbauten Raumes umfaßt, vollendet worden. Damit ist die Nordseite der Straße Unter den Linden um ein bedeutendes und allen neuzeitlichen Anforderungen entsprechendes Bauwerk bereichert.

Es sei aber nicht vergessen zu erwähnen, daß auch der alte Bau ein glänzendes Zeugnis für die Leistungsfähigkeit des Bauwesens seiner Entstehungszeit darstellt. Die Gewölbe im Keller des Hinterhauses, die noch aus der Zeit kurz nach dem Siebenjährigen Kriege stammen, waren beim Abbruch noch in bestem Zustand. Der bei diesen Arbeiten vorgefundene Erinnerungsstein wird auch von den jetzigen Eigentümern an passender Stelle auf dem Neubau eingefügt werden.

Die Gesamtausführung erfolgte durch die Fa. Franz Schlüter A.-G., Dortmund, die ihrerseits wiederum die Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts der Fa. Breest & Co., Berlin, übertragen hatte.

Abb. 3. Geschweißter Rahmenbinder.

Verschiedenes.

Absteigen der statischen Unbestimmtheit. Zuschrift zu dem Aufsatz von Privatdozent Dr.-Ing. Christiani. In dem genannten Aufsatz im Stahlbau 1930, Heft 22, S. 258 wird ein Weg angegeben, aus einem berechnet vorliegenden n-fach statisch unbestimmten System auf die statischen Verhältnisse in einem $(n-r)$-fach statisch unbestimmten System zu schließen. Dazu wird die „Deformationsmethode" benutzt, nachdem das n-fach unbestimmte System nach der „Kraftmethode" berechnet ist. Näherliegend ist es dann aber, bei der „Kraftmethode" zu bleiben und folgenden sehr einfachen Weg zu gehen, der eigentlich keines besonderen Hinweises bedürfte: Zur Beseitigung irgendeiner statischen Größe Z, die sich stets als Stützwirkung (Stützdruck oder Einspannung) im unbestimmten System deuten läßt, wird eine zunächst unbekannte Stützenverschiebung oder -verdrehung — allgemein c bezeichnet — angenommen. In die Elastizitätsgleichungen geht dann die Arbeit der Stützwirkung mit ein, d. h. es ist zu setzen $F_r = \delta_{or} - Z_r \cdot c$, wenn Z_r die im Zustand $X_r = -1$ auftretende Stützwirkung ist und c in Richtung $Z = -1$ positiv eingeführt wird. Die X_r erscheinen dann zum Teil oder auch alle als Funktionen der unbekannten Größe c. Letztere ist sodann aus $Z = 0 = Z_o - Z_1 \cdot X_1 - Z_2 \cdot X_2 - \ldots Z_r \cdot X_r - \ldots$ d. h. aus der Bedingung zu ermitteln, daß die statische Größe Z zu Null wird (oder auch einen bestimmten vorgeschriebenen Wert annimmt! S. Anm. 2, S. 259).

Beispiel 1. Die Stützkraft $C = Z$ in Höhe des unteren Riegels soll verschwinden.

$F_{1,2,3,5}$ bleiben unverändert, da $Z_1 = Z_2 = Z_3 = Z_5 = 0$, dagegen ist $Z_4 = +2$ (Abb. 4d), somit $F_4 = -6 + 2c$,

$$\text{also } X_4 = -0{,}0531 + 2 \cdot 0{,}022\,54\,c.$$

Die Bedingung für c lautet:

$$1 + 0{,}1062 - 0{,}0902\,c = 0$$
$$c = 12{,}268$$
$$X_4 = -0{,}0531 + 0{,}5531 = +0{,}5$$
$$X_5 = -0{,}8019 - 0{,}0064 \cdot 12{,}268 = -0{,}8809.$$

X_1, X_2, X_3 bleiben unverändert.

Beispiel 2. Annahme eines Gelenkes in Mitte des unteren Riegels.

$$Z_1 = -3, \quad Z_2 = +1, \quad Z_3 = +3, \quad Z_4 = Z_5 = 0 \quad \text{(Abb. 4 a—e)}$$
$$F_1 = -45 - 3c, \quad F_2 = +21 + c, \quad F_3 = +18 + 3c,$$

F_4, F_5 unverändert

$$X_1 = -0{,}6072 - 0{,}047\,64\,c \qquad X_2 = +0{,}2619 - 0{,}031\,74\,c$$
$$X_3 = -0{,}0119 + 0{,}031\,76\,c \qquad X_4, X_5 \text{ ändern sich nicht.}$$

Bedingung für c (wenn M_g das für das n-fach unbestimmte System errechnete Moment in Mitte des unteren Riegels ist):

$$Z = 0 = M_g + c\,(-3 \cdot 0{,}047\,64 + 0{,}031\,74 - 3 \cdot 0{,}031\,76).$$

Die Reduktion auf ein $(n-r)$-fach unbestimmtes System kann schrittweise erfolgen; doch können auch die Werte c_1 bis c_r gleichzeitig eingeführt werden, dann sind zu ihrer Ermittlung eben r Gleichungen mit r Unbekannten c zu lösen. — Damit ist gezeigt, daß es zur Lösung der vorgelegten Aufgabe keiner weiteren Überlegungen bedarf, da es sich lediglich um die Untersuchung des Einflusses einer Stützenverschiebung handelt.

Dr.-Ing. Kohl, Hannover.

Erwiderung auf obige Zuschrift.

Auch die Untersuchung des Einflusses einer Stützenverschiebung betrachte ich als „weitere Überlegung", zumal dann, wenn es sich nicht um die allgemein übliche Untersuchung des Einflusses einer Stützenverschiebung von gegebener Größe handelt, sondern wenn diese wie oben als Unbekannte eingeführt wird. Praktisch führt Privatdozent Dr.-Ing. Kohl dieselbe Überlegung durch, die ich auch angestellt habe. Nach Einführung der Stützenverschiebung c als Unbekannte auf der rechten Seite der Elastizitätsgleichungen, wo sonst nur die bekannten Belastungsglieder stehen, liefert bei ihm die Bedingung, daß die Stützkraft verschwinden soll, die Größe von c. Dies ist aber eine Wiederholung meines Vorgehens. Ich führe ebenfalls die Verschiebung δ_c (nur andere Bezeichnung!) als Unbekannte ein und bestimme ihre Größe aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Kraft verschwinden muß.

Wenn man aber, wie wir es beide tun, eine Deformation als Unbekannte einführt, so ist dies eine Anwendung der Deformationsmethode. Wird nämlich eine unbekannte Deformation aus der Bedingung bestimmt, daß eine Kraft verschwinden muß, so ist dies die Umkehrung der Kraftmethode, bei der man eine unbekannte Kraft aus der Bedingung bestimmt, daß eine Deformation verschwinden muß. Dr. Kohl sucht daher nur die wissenschaftlich richtige Deutung des Vorganges als Anwendung der Deformationsmethode zu umgehen. — Daß meine Behandlung des Zahlenbeispiels vollkommen parallel verläuft und gleichlautend ist mit der von Dr. Kohl durchgeführten Rechnung, beweist meine hier nochmals mitgeteilte Rechnung: Die Stützkraft C soll verschwinden, daher ist δ_c die Unbekannte. Beim Zustand $\delta_c = -1$ sind $F_1 = F_2 = F_3 = F_5 = 0$, während $F_4 = -2$ wird. Einsetzen dieses Wertes liefert:

$$X_4' = -2 \cdot 0{,}0225 = -0{,}0451$$
$$\delta_c = \frac{1{,}1063}{0{,}0902} = +12{,}268$$

X_1, X_2, X_3 unverändert

$$X_4 = -0{,}0531 + 0{,}0451 \cdot 12{,}268 = +0{,}5\,\text{t}$$
$$X_5 = -0{,}8019 - 0{,}0064 \cdot 12{,}268 = -0{,}8809\,\text{t}.$$

Es ist zu beachten, daß Dr. Kohl im Belastungsglied außer der unbekannten Verschiebung auch noch die eigentliche Belastung mitführt, während ich nur die zusätzlichen Änderungen berechne, wodurch die nicht völlige Übereinstimmung beider Untersuchungen zu erklären ist. Im übrigen sind die beiden Rechnungen derart gleich, daß nur der Unterschied in der Deutung des ganzen Vorganges übrigbleibt. In dieser Hinsicht aber halte ich meine Darstellung aus den oben angegebenen Gründen nicht nur für wissenschaftlich richtiger, sondern auch für lehrreicher.

Daß überhaupt ein Hinweis auf die zu lösende Aufgabe und die Art ihrer Lösungsmöglichkeit entgegen der Auffassung obiger Zuschrift angebracht ist, beweist ein mir bekannter Fall, der sicherlich nicht allein dasteht, wo unnötige umfangreiche Rechenarbeit aufgewendet worden ist. Mancher Statiker leistet lieber die große Rechenarbeit, ehe er die hier besprochenen Gedankengänge selbständig anstellt. Vielfach fühlt er sich auch hierzu nicht hinreichend sicher. Jedenfalls erscheint mir aus diesen Gründen ein Hinweis auf die erörterte Frage durchaus berechtigt.

Dr.-Ing. Christiani, z. Z. Frankfurt a. Main.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang — BERLIN, 29. Mai 1931 — Heft 11

Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.
Bericht aus dem Ingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.

In „Der Stahlbau" 1930, Heft 13, hatte ich einen Artikel „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht" veröffentlicht und in demselben ausgesprochen, daß bei zweckmäßiger Anordnung der Niete und der Schweißnaht ein Zusammenwirken beider Verbindungen stattfände, daß dabei allerdings die Bruchlast der Niete und der Schweißnaht nicht einfach addiert werden könnten, sondern daß die Niete nur etwa mit $^2/_3$ ihrer Bruchlast zur Mitwirkung kämen. Die damaligen Versuche erstreckten sich, anschließend an eine vorliegende praktische Aufgabe, auf den Anschluß von Winkeln an Knotenblechen. Ich hatte zum Schluß meiner Ausführungen schon darauf hingewiesen, daß es erstrebenswert wäre, die gewonnenen Resultate durch einfache Versuche an symmetrischen Stabanschlüssen mit zweischnittigen Nieten zu bekräftigen. Diese Versuche sind in der Zwischenzeit in dem mir unterstellten Ingenieurlaboratorium ausgeführt worden und haben die Ergebnisse meiner früheren Versuche durchaus bestätigt. Bevor die durchgeführten Versuche besprochen und erläutert werden sollen, mögen einige theoretische Erwägungen vorausgeschickt werden.

I. Theoretische Erwägungen über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Bekanntlich ist die Kraftübertragung durch eine Nietverbindung nicht so einfacher Natur, wie man vielfach annimmt. Bei einer gering belasteten Verbindung tritt zunächst fast ausschließlich die Reibung in Kraft, die durch das Zusammenziehen der Niete beim Erkalten zwischen den verbundenen Teilen entsteht. Wenn bei wachsender Belastung die Reibungskraft überwunden ist, kommt der Nietschaft im Nietloch zum Anliegen, zunächst auf einer so kleinen Fläche, daß bei weiterer Laststeigerung eine plastische Deformation und eine bleibende Formänderung entsteht. Entsprechend der dadurch entstandenen größeren Berührungsfläche vermindert sich bei wiederholten Belastungen die bleibende Formänderung, bis schließlich ein elastischer Gleichgewichtszustand unter der Einwirkung der Nutzlast eintritt (Abb. 1).

Abb. 1. Schematisches Spannungsdiagramm einer Nietverbindung.

Durch diesen Vorgang ist es auch bedingt, daß unterhalb der Nutzbelastung bei größeren Nietgruppen die Verteilung der Last über die Niete eine sehr ungleichmäßige ist und erst bei weiterer Laststeigerung bis zur Bruchlast sich ausgleicht. Diese ungleichmäßige Verteilung der einzelnen Nietkräfte hat man seither weder bei der Berechnung noch bei der Konstruktion der Nietverbindungen berücksichtigt, und zwar m. E. mit Recht, da sie durch die üblichen Sicherheitszahlen ausgeglichen wird, und die Ausführungen nach der üblichen Berechnungsmethode sich im Betriebe bewährt haben.

Wenn man eine vorhandene Nietverbindung durch Schweißnähte verstärkt, so muß man beachten, daß die Schweißnaht nur eine geringe Dehnungsfähigkeit hat, weil in ihr im wesentlichen Scherkräfte übertragen werden und daher nur geringe Formänderungen in der Kraftrichtung möglich sind. Die Spannungsverteilung über eine Flankennaht ist nicht als gleichmäßig anzusehen, sie wird vielmehr an den Einleitungspunkten der Kraft größere Werte aufweisen als in der Mitte und am Ende der Naht (vgl. die amerikanischen Versuche und die französischen Berechnungsvorschläge[1]). Eine schematische Darstellung über die Spannungsverteilung an den Rändern einer Flankennaht mag aus Abb. 2 entnommen werden.

Dabei soll die Frage offen bleiben, ob der Spannungsverlauf an den Rändern der Naht entsprechend einer geraden Linie verläuft oder, was wahrscheinlicher ist, einer parabolischen Kurve folgt. Der genaue Verlauf dieser Spannungen wäre noch durch Versuche festzustellen; er wird durch die Länge der Schweißnaht und die Form der angeschlossenen Bleche beeinflußt werden. Durch die Eigenart der Kraftübertragung bei der Schweißnaht ist es bedingt, daß in der Mitte der Naht im Punkte N die verbundenen Stabteile überhaupt keine relativen Verschiebungen erfahren, und daß die Formänderungen nach beiden Enden teils durch Verdrehungen, teils durch Längsdehnungen der Naht gekennzeichnet sind.

Abb. 2. Schematische Darstellung der Spannungsverteilung einer Flankenschweißnaht.

Die dadurch bedingte nur geringe Formänderung der Schweißnaht, die mit dem elastischen Verhalten des Schweißmaterials wenig zu tun hat, ist die Ursache, daß bei einer kombinierten Verbindung aus Schweißnaht und Nieten zunächst der größte Kraftanteil durch die Schweißnaht aufgenommen wird und erst nach entsprechender Formänderung der angeschlossenen Bleche eine Mitwirkung der Niete stattfindet. Wenn hierbei die Niete vorbelastet und bereits zum Anliegen an der Lochwandung gekommen sind, wird ihre Mitwirkung eine größere sein, als bei einer unbelasteten Verbindung. Das ist für alte, bereits vorbelastete Konstruktionen, die durch Schweißnähte verstärkt werden sollen, von besonderer Wichtigkeit. Erst bei wachsenden Belastungen wird eine stärkere Mitwirkung der Niete eintreten, aber nur in solchem Maße, als die hierbei notwendigen Dehnungen der Nietverbindungen durch die Schweißnaht und die Bleche mitgemacht werden können. Dies ist im allgemeinen bis zu Spannungen in der Nietverbindung unterhalb der Fließgrenze der Fall. Die darüber hinaus notwendigen Verformungen bis zur Bruchgrenze der Niete wird die Schweißnaht mitzumachen nicht imstande sein.

Es ist daher anzunehmen und wird durch die früheren und nachstehenden Versuche bestätigt, daß ein Zusammenwirken der Nietverbindung

[1]) Journal of the American Welding Society, September 1929. Bericht von Dipl.-Ing. R. Cajar, Elektroschweißung 1930, Heft 3. Le Génie Civil 1928, Nr. 25 u. 26, S. 610 u. 633.

und der Schweißnaht insofern stattfindet, als bei der Bruchlast der kombinierten Verbindung die Niete etwa bis zur Fließgrenze (etwa $^2/_3$ der Bruchlast) tragen, während die Schweißnaht mit ihrer vollen Bruchlast zur Wirksamkeit kommt.

Bei Anordnung von Schweißnähten zur Verstärkung von Nietverbindungen ist selbstverständlich besonderer Wert darauf zu legen, daß die Kraftübertragung in der kombinierten Verbindung möglichst symmetrisch erfolgt, um Biegungsspannungen tunlichst auszuschalten. Es ist ferner darauf Rücksicht zu nehmen, daß in den verbundenen Teilen solche Formänderungen eintreten können, daß die Niete zum Anliegen und zur Kraftübertragung kommen können. Das erfordert eine zweckmäßige Anordnung der Schweißverbindung gegenüber der Nietverbindung. Ein Mitwirken der Niete wird im allgemeinen dann gesichert sein, wenn die Kraftlinien der Verbindung durch die Niete hindurch gehen, ohne die Schweißnaht zu schneiden. Im allgemeinen werden bei Verstärkungen Flankennähte parallel der Kraftrichtung zweckmäßig sein. Durchlaufende Stirnnähte senkrecht zur Kraftrichtung sind unzweckmäßig.

Beispielsweise kann bei der Laschenverbindung (Abb. 3b) auf eine Mitwirkung der Niete überhaupt nicht gerechnet werden, da zwischen den beiden Schweißnähten ein gegenseitiges Verschieben der verbundenen Bleche nicht stattfinden kann.

Kraftlinie der Niete

a) Richtige Verbindung b) Falsche Verbindung Richtiger Anschluß Falscher Anschluß

Abb. 3 u. 4.
Richtige und falsche Anordnung kombinierter Nietschweißverbindungen.

Anders liegen die Verhältnisse bei der Verbindung nach Abb. 3a, bei der zwischen den beiden Schweißnähten sich die Bleche in der Kraftrichtung elastisch verformen und sonach die Niete zur Kraftübertragung entsprechend herangezogen werden. Bei breiteren Anschlüssen wird man die Verstärkung durch Flankennähte in Verbindung mit Schlitznähten bewirken oder unter Umständen die Punktschweißung mit heranziehen können.

Ein weiteres Beispiel von richtiger und falscher Verbindung zeigt Abb. 4, aus der hervorgeht, daß die Beachtung obiger Regel meist keine Schwierigkeiten verursacht. Nachstehend sollen neue Versuche mit einfachen Laschenverbindungen beschrieben werden, die das Zusammenwirken der Niete und der Schweißnaht bestätigen und die zeigen, daß Verstärkungen sowohl bei St 37 als auch bei St 52 mit Erfolg möglich sind.

II. Versuche.

Für die Durchführung der Versuche war es erforderlich, zuerst Aufschluß über das zu verwendende Material zu erhalten. Es war eine Reihe Stäbe aus St 37 und eine zweite aus St 52 vorgesehen. Aus beiden Stahlsorten wurden je drei Materialproben entnommen und auf Fließgrenze, Zerreißfestigkeit und Bruchdehnung geprüft. Die Probestäbe waren als Normalstäbe ausgebildet mit einer Meßlänge $l = 11{,}3\sqrt{f} = 200$ mm. In Tafel I sind die Ergebnisse dieser Vorversuche zusammengestellt.

Tafel I. Zusammenstellung der Festigkeitswerte an Materialproben aus Blechen St 37 und St 52.

Material	Stab	Dicke	Breite	Querschnitt	Fließgrenze		Bruchgrenze		Dehnung
	Nr.	cm	cm	cm²	kg	kg/cm²	kg	kg/cm²	%
St 37 (Blech)	1	1,25	2,51	3,13	9 600	3060	13 970	4400	26,7
	2	1,25	2,45	3,06	8 600	2810	12 920	4230	24,6
	3	1,26	2,58	3,24	9 300	2870	14 500	4475	27,8
			im Mittel:			2913		4368	26,4
St 37 (Lasche)	1	1,59	2,07	3,28	7 800	2380	11 790	3590	33,1
	2	1,60	2,10	3,36	8 150	2420	12 670	3770	29,3
	3	1,60	2.14	3,41	8 300	2430	12 870	3770	29,9
			im Mittel:			2410		3710	30,8
St 52 (Blech)	1	1,33	2,56	3,41	12 800	3750	19 630	5760	22,2
	2	1,33	2,52	3,34	13 800	4130	19 200	5750	24,6
	3	1,22	2,59	3,15	13 250	4210	18 060	5730	24,0
			im Mittel:			4030		5746	23,6
(Lasche) St 52	1	1,51	2,10	3,17	13 000	4100	19 660	6200	22,0
	2	1,52	2,07	3,15	13 200	4190	19 490	6180	22,9
	3	1,52	2,10	3,19	13 000	4075	19 600	6140	23,0
			im Mittel:			4122		6173	22,6

Die an das Material zu stellenden Forderungen sind, wie aus Tafel I ersichtlich ist, sämtlich erfüllt.

Das Material der Niete wurde ebenfalls auf seine Festigkeitseigenschaften untersucht. Die hierfür erforderlichen Probestäbchen waren als Proportionalkurzstäbe mit einer Meßlänge $l = 5{,}65\sqrt{f} = 40$ mm ausgebildet, die aus den fertigen Nieten herausgedreht wurden.

Die Versuchsstäbe aus St 37 wurden mit Nieten St 34 · 13, diejenigen aus St 52 mit Nieten aus Vergütungsmaterial C 35 · 17 genietet, da Nietmaterial St 52 in den Abmessungen und kleinen Mengen, wie sie für die Herstellung der Versuchsstäbe in Frage kamen, nicht zu erhalten war. Zum Vergleich des verwendeten Nietmaterials C 35 · 17 mit St 52 wurden deshalb noch zwei Proportionalkurzstäbchen gleicher Abmessungen aus Nietmaterial St 52 zerrissen. In der folgenden Tafel II sind die Ergebnisse dieser Untersuchung zusammengestellt.

Tafel II. Zusammenstellung der Festigkeitswerte an Nietproben aus St 34 · 13, Vergütungsmaterial C 35 · 17 und St 52.

Material	Stab	Durchmesser	Querschnitt	Fließgrenze		Bruchgrenze		Dehnung
	Nr.	cm	cm²	kg	kg/cm²	kg	kg/cm²	%
St 34 · 13	1	0,70	0,385	1450	3770	1690	4380	25,6
	2	0,699	0,384	1520	3970	1850	4810	21,5
	3	0,69	0,374	1370	3660	1610	4300	23,1
		im Mittel:			3800		4496	23,4
C 35 · 17	1	0,8	0,5	1900	3800	3040	6080	22,5
	2	0,8	0,5	2100	4200	3210	6420	17,5
	3	0,8	0,5	2140	4280	3170	6340	22,5
		im Mittel:			4093		6280	20,8
St 52	1	0,5	0,5	1700	3800	2870	5740	21,2
	2	0,5	0,5	2220	4440	2680	5360	25,0
		im Mittel:			4120		5550	23,1

Wie die vorstehende Tafel II zeigt, entsprach auch das verwendete Nietmaterial den Anforderungen; insbesondere ist die Übereinstimmung des Nietmaterials St 52 mit dem Vergütungsmaterial C 35 · 17 als gut zu bezeichnen.

Als Elektrode für die Ausführung der Schweißung war Böhler-Elite gewählt, sowohl für die Stäbe aus St 37 wie für diejenigen aus St 52. Die Schweißung wurde mittels elektrischen Gleichstromaggregates ausgeführt.

Auf der linken Stabhälfte stets volle, 12 mm hohe Schweißnaht
Die Schweißnähte der rechten Stabhälfte stets nur 8 mm dick u. 5 cm lang
Linke Stabhälfte | Rechte Stabhälfte
Arbeitsvorgang: Erst nieten, dann schweißen.

Abb. 5. Ausbildung der Versuchsstäbe.

Die vorliegenden Versuche waren als Bestätigung des im „Stahlbau" 1930, Heft 13 veröffentlichten Berichtes über „Das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht" gedacht; sie sollten nochmals den Beweis erbringen, daß bei geeigneter Anordnung der Schweißnähte mit einem Zusammenwirken beider Verbindungselemente gerechnet werden kann. Es wurde als Versuchsstab ein beidseitig überlaschter symmetrisch ausgebildeter Stab gewählt. Die eine Seite wurde, wie Abb. 5 zeigt, durch 150 mm lange, besonders kräftig ausgebildete Schweißnähte so fest angeschlossen, daß der Bruch mit Sicherheit auf der anderen Seite eintrat, auf welcher der Anschluß entweder durch Niete ϕ 20 mm oder durch Schweißnähte von 50 mm Länge oder durch beide Verbindungselemente erfolgt war (Abb. 5).

Insgesamt wurden aus jeder Materialsorte 21 Stäbe hergestellt und geprüft.

Da diese Stäbe nur mit stetig langsam steigender Last unter Beobachtung der Fließgrenze bis zum Bruch belastet wurden, waren keine besonders ausgebildeten Augenstäbe notwendig. Die Einspannung konnte

mit Spannbacken erfolgen. Die Versuche wurden auf einer Universalprüfmaschine Bauart M. A. N. mit einer Maximallast auf Zug bis rd. 100 t durchgeführt. Die Stäbe waren so ausgebildet, daß der Lastbereich bei der kombinierten Stabverbindung in St 52 voll ausgenutzt wurde. Die Stäbe aus St 37 sind im folgenden mit Gruppe A, die aus St 52 mit Gruppe B bezeichnet. In Tafel III sind die Versuchsergebnisse der Stäbe aus St 37, in Tafel IV diejenigen der Stäbe aus St 52 tabellarisch zusammengestellt.

Tafel III. Versuchsergebnisse der Probestäbe aus St 37.

1 Gruppe Nr	2 Stab-bezeichnung	3 Ausbildung der rechten Stabhälfte	4 Niet-querschnitt (cm²)	5 Schweiß-querschnitt (cm²)	6 Fließgrenze P_{Fl} (t)	7 Fließgrenze σ_{Fl} (t/cm²)	8 Mittelwerte der Fließ-spannung σ_{Fl_m} (t/cm²)	9 Bruchgrenze P_B (t)	10 Bruchgrenze σ_B (t/cm²)	11 Mittelwerte der Bruch-spannung σ_{B_m} (t/cm²)	12 Umgerechnete Bruchlast der Schweißnaht P_{B_S} (t)	13 ⅔ Niet-bruchlast (t)	14 Vorausberechnete kombin. Bruchlast P_{B_K} (t)
I	$A_I 1$		12,5	—	33,11	2,64		45,41	3,64		—	—	—
	$A_I 2$		12,5	—	27,11	2,17	2,39	46,45	3,71	3,70	—	—	—
	$A_I 3$		12,5	—	29,58	2,36		46,80	3,75		—	—	—
II	$A_{II} 1$		—	14,0	31,35	2,24		62,66	4,47		—	—	—
	$A_{II} 2$		—	14,7	36,65	2,49	2,36	63,77	4,34	4,49 *)	—	—	—
	$A_{II} 3$		—	13,2	nicht feststellbar			63,02	4,75		—	—	—
III	$A_{III} 1$		12,5	12,1	42,0	—	—	81,06	—	—	12,1·4,49=54,3	30,8	85,10
	$A_{III} 2$		12,5	11,3	nicht feststellbar		—	79,28	—	—	11,3·4,49=50,6	30,8	81,40
	$A_{III} 3$		12,5	12,6	nicht feststellbar		—	77,51	—	—	12,6·4,49=56,6	30,8	87,40
IV	$A_{IV} 1$		—	13,8	38,00	2,97		47,15	3,68		—	—	—
	$A_{IV} 2$		—	12,2	36,65	3,00	3,20	48,88	4,01	4,11 *)	—	—	—
	$A_{IV} 3$		—	11,1	40,18	3,62		51,65	4,65		—	—	—
V	$A_V 1$		12,5	12,8	62,0	—	—	85,0	—	—	12,8·4,11=52,7	30,8	83,50
	$A_V 2$		12,5	11,8	63,0	—	—	89,7	—	—	12,2·4,11=50,1	30,8	80,90
	$A_V 3$		12,5	13,0	63,0	—	—	93,7	—	—	11,1·4,11=45,6	30,8	76,40
VI	$A_{VI} 1$		—	10,72	38,41	3,59		49,92	4,65		—	—	—
	$A_{VI} 2$		—	12,00	48,88	4,06	3,50	56,61	4,73	4,58 *)	—	—	—
	$A_{VI} 3$		—	13,80	38,41	2,85		60,17	4,36		—	—	—
VII	$A_{VII} 1$		12,5	11,4	64,9	—	—	80,70	—	—	11,4·4,58=52,3	30,8	83,10
	$A_{VII} 2$		12,5	12,8	45,4	—	—	82,12	—	—	12,8·4,58=58,6	30,8	89,40
	$A_{VII} 3$		12,5	13,6	45,4	—	—	81,4	—	—	13,6·4,58=62,3	30,8	93,10

*) Vgl. die Umrechnung in Spalte 12.

Tafel IV. Versuchsergebnisse der Probestäbe aus St 52.

1 Gruppe Nr.	2 Stab-bezeichnung	3 Ausbildung der rechten Stabhälfte	4 Niet-querschnitt (cm²)	5 Schweiß-querschnitt (cm²)	6 Fließgrenze P_{Fl} (t)	7 Fließgrenze σ_{Fl} (t/cm²)	8 Mittelwerte der Fließ-spannung σ_{Fl_m} (t/cm²)	9 Bruchgrenze P_B (t)	10 Bruchgrenze σ_B (t/cm²)	11 Mittelwerte der Bruch-spannung σ_{B_m} (t/cm²)	12 Umgerechnete Bruchlast der Schweißnaht P_{B_S} (t)	13 ⅔ Niet-bruchlast (t)	14 Vorausberechnete kombin. Bruchlast P_{B_K} (t)
I	$B_I 1$		12,5	—	31,35	2,5		64,9	5,19		—	—	—
	$B_I 2$		12,5	—	40,18	3,21	2,83	64,9	5,19	5,16	—	—	—
	$B_I 3$		12,5	—	34,88	2,76		63,77	5,10		—	—	—
II	$B_{II} 1$		—	10,6	41,95	3,96		60,88	5,63		—	—	—
	$B_{II} 2$		—	12,6	31,35	2,49	3,22	64,52	5,12	5,40 *)	—	—	—
	$B_{II} 3$		—	13,05	nicht feststellbar			71,29	5,45		—	—	—
III	$B_{III} 1$		12,5	11,2	78,92	—	—	109,00	—	—	11,12·5,40=60,50	43,00	103,50
	$B_{III} 2$		12,5	13,0	77,86	—	—	108,7	—	—	13,0·5,40=70,20	43,00	113,25
	$B_{III} 3$		12,5	12,9	59,46	—	—	108,2	—	—	12,9·5,40=69,60	43,00	112,60
IV	$B_{IV} 1$		—	13,4	31,35	2,34		60,50	4,53		—	—	—
	$B_{IV} 2$		—	12,6	41,95	3,33	2,91	60,17	4,90	4,61 *)	—	—	—
	$B_{IV} 3$		—	13,2	40,18	3,05		58,04	4,40		—	—	—
V	$B_V 1$		12,5	12,6	81,41	—	—	107,9	—	—	12,6·4,61=58,10	43,00	101,10
	$B_V 2$		12,5	12,7	84,26	—	—	110,2	—	—	12,7·4,61=58,60	43,00	101,60
	$B_V 3$		12,5	12,6	nicht feststellbar		—	105,5	—	—	12,6·4,61=58,10	43,00	101,10
VI	$B_{VI} 1$		—	13,8	31,35	2,28		55,55	4,02		—	—	—
	$B_{VI} 2$		—	12,6	41,95	3,33	2,87	63,77	5,05	4,56 *)	—	—	—
	$B_{VI} 3$		—	14,0	41,95	3,00		64,15	4,60		—	—	—
VII	$B_{VII} 1$		12,5	13,2	41,95	—	—	111,5	—	—	13,2·4,56=60,25	43,00	103,25
	$B_{VII} 2$		12,5	12,9	45,41	—	—	109,7	—	—	12,9·4,56=58,80	43,00	101,80
	$B_{VII} 3$		12,5	12,1	nicht feststellbar		—	107,5	—	—	12,1·4,56=55,2	43,00	98,30

*) Vgl. die Umrechnung in Spalte 12.

In Tafel III und IV ist die in Spalte 6 und 7 angegebene Fließgrenze aus der Manometeranzeige der Maschine ermittelt. Die Fließgrenze war bei den Stäben aus St 52 nicht immer deutlich feststellbar. In den letzten drei Spalten von Tafel III und IV (12, 13, 14) ist der Versuch gemacht, aus den Bruchlasten für nur genietete und für nur geschweißte Stäbe die Bruchlast der kombinierten Verbindung vorauszuberechnen. Dazu war es erforderlich, die Bruchlast der Schweißnaht auf die genaue Querschnittsfläche des kombiniert angeschlossenen Stabes umzurechnen (s. Spalte 12). Ausgehend von der Annahme, daß die Niete bei der kombinierten Verbindung kurz vor dem Bruch der Schweißnaht bis an die Fließgrenze belastet sind, wurden für die Niete zu dieser Vorausberechnung ²/₃ der Bruchlast des nur genieteten Stabes eingeführt (s. Spalte 13), während die Bruchlast der Schweißnaht voll in Anrechnung gebracht wird. Bezeichnet man mit P_{BN} die Bruchlast der Niete, mit P_{BS} die Bruchlast der Schweißnaht, so wurde Spalte 14 nach der Gleichung

$$\tfrac{2}{3} P_{BN} + P_{BS} = P_{BK}$$

als Bruchlast der kombinierten Verbindung angesehen. Der Vergleich zwischen Spalte 14 und Spalte 9, der tatsächlich gemessenen Bruchlast, zeigt gute Übereinstimmung. Die Versuche sollten ferner zeigen, ob die Lage der Schweißnaht am vorderen Ende, in der Mitte oder am hinteren Ende der Verbindung von wesentlichem Einfluß auf das Zusammenwirken ist. Große Unterschiede konnten in dieser Hinsicht, wie aus Tafel III und IV aus Spalte 9 ersichtlich, nicht festgestellt werden.

III. Schlußfolgerungen.

Die durchgeführten Versuche liefern einen weiteren Beitrag zu der Frage über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht. Der gesamte Fragenkomplex, der sich an diese kombinierten Verbindungen knüpft, ist damit noch keineswegs gelöst. Insbesondere bleibt die Frage offen, in welchem Umfang bei der Nutzlast die Schweißnaht und die Niete zur Wirksamkeit kommen. Es bleibt ferner zu untersuchen, wie sich vorbelastete Nietverbindungen, die nachträglich geschweißt werden, verhalten. Auch ist die Frage noch nicht entschieden, ob bei alten Schweißeisenkonstruktionen mit Schweißeisennieten in gleichem Maße ein Zusammenwirken stattfindet, ferner wie sich eine Verstärkung alter Schweißeisenkonstruktionen durch Flußstahlstäbe und durch Schweißung verhält.

In der Praxis ist man, obwohl manche theoretische Fragen noch nicht vollständig geklärt sind, mit berechtigtem Vertrauen bereits an die Ausführung von Verstärkungen älterer genieteter Konstruktionen durch Schweißung herangegangen. In Amerika sind solche Konstruktionen zur Ausführung gelangt; auch die Deutsche Reichsbahn hat Verstärkungen bereits durchgeführt, und zwar an Brücken bis zu etwa 60 m Stützweite. Was die Grundlagen der Berechnung von kombinierten Verbindungen anlangt, so hatte ich bereits in meinem eingangs erwähnten Aufsatz vorgeschlagen, daß man als zulässige Beanspruchung der Niete aus St 37 bis auf weiteres 850 kg/cm² annehmen und die Schweißnaht mit der auch sonst üblichen Beanspruchung z. B. entsprechend den Richtlinien mit 750 kg/cm² bewerten könne.

In Tafel V und VI sind für die vorstehend beschriebenen Versuchsstäbe unter dieser Annahme der zulässigen Beanspruchung die Sicherheitsgrade für genietete, geschweißte und kombinierte Verbindungen berechnet worden. Sie betragen:

für die Nietverbindungen bei

St 37 Sicherheitsgrad 3,30
St 52 „ 3,07,

für die Schweißverbindungen bei

St 37 Sicherheitsgrad 6,03
St 52 „ 4,83,

für die kombinierte Verbindung bei

St 37 Sicherheitsgrad 4,11
St 52 „ 3,65.

Die Zusammenstellung zeigt, daß die zulässige Beanspruchung für reine Schweißverbindungen sehr niedrig gewählt ist und bei guter Ausführung

Tafel V. Zulässige Belastung bei St 37 und Sicherheitsgrad. (Elektrode: Böhler-Elite).

Gruppe	Nietung						Schweißung $\sigma_{zul\ Abscheren} = 0{,}75$ t/cm²					Kombinierte Verbindung			
	Nietquerschnitt F_N (cm²)	Zulässige Beanspruchung der Niete σ_{aN} (t/cm²)	Nutzlast $P_{zul\,N}$ (t)	Bruchlast P_{BN} (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{BN}}{P_{zul\,N}} = n_N$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_{Nm}	Schweißquerschnitt F_S (cm²)	Nutzlast $P_{zul\,S}$ (t)	Bruchlast P_{BS} (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{BS}}{P_{zul\,S}} = n_S$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_{Sm}	Nutzlast P_{zul} $P_{S\,zul} + P_{N\,zul}$ (t)	Bruchlast P_B (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = n$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_m
I	12,5	0,8 · 1,400	14,0	45,41	3,24		—	—	—	—	—	—	—	—	—
	12,5	0,8 · 1,400	14,0	46,45	3,31	3,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	12,5	0,8 · 1,400	14,0	46,80	3,34		—	—	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	—	—	—	—	14,0	10,5	62,66	5,95		—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	14,7	11,0	63,77	5,80	6,03	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	13,2	9,9	63,02	6,36		—	—	—	—
III	12,5	0,850	10,6	—	—	—	12,10	9,10	—	—	—	19,70	81,06	4,11	
	12,5	0,850	10,6	—	—	—	11,30	8,50	—	—	—	19,10	79,28	4,15	4,11
	12,5	0,850	10,6	—	—	—	12,60	9,45	—	—	—	19,05	77,51	4,06	

Anmerkung: Es genügt Elektrode geringerer Festigkeit.

Tafel VI. Zulässige Belastung bei St 52 und Sicherheitsgrad. (Elektrode: Böhler-Elite).

Gruppe	Nietung						Schweißung $\sigma_{zul\ Abscheren} = 1{,}5 \cdot 0{,}75 = 1{,}125$ t/cm²					Kombinierte Verbindung			
	Nietquerschnitt F_N (cm²)	Zulässige Beanspruchung der Niete σ_{aN} (t/cm²)	Nutzlast $P_{zul\,N}$ (t)	Bruchlast P_{BN} (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{BN}}{P_{zul\,N}} = n_N$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_{Nm}	Schweißquerschnitt F_S (cm²)	Nutzlast $P_{zul\,S}$ (t)	Bruchlast P_{BS} (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{BS}}{P_{zul\,S}} = n_S$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_{Sm}	Nutzlast P_{zul} $P_{S\,zul} + P_{N\,zul}$ (t)	Bruchlast P_B (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = n$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_m
I	12,5	0,8 · 2100	21,00	64,9	3,09		—	—	—	—	—	—	—	—	—
	12,5	0,8 . 2100	21,00	64,9	3,09	3,07	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	12,5	0,8 · 2100	21,00	63,77	3,04		—	—	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	—	—	—	—	10,6	11,9	60,88	5,11		—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	12,6	14,2	64,52	4,54	4,83	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	13,05	14,7	71,29	4,84		—	—	—	—
III	12,5	1,5 · 850	15,95	—	—	—	11,2	12,6	—	—	—	28,55	109,0	3,82	
	12,5	1,5 · 850	15,95	—	—	—	13,0	14,6	—	—	—	30,55	108,7	3,56	3,65
	12,5	1,5 · 850	15,95	—	—	—	12,9	14,5	—	—	—	30,45	108,2	3,56	

Anmerkung: Erforderlich hochwertige Elektrode.

so erhöht werden könnte, daß ein Sicherheitsgrad von etwa 3,5 bis 4 erreicht würde; für die kombinierte Verbindung wäre bei guter Ausführung ein Sicherheitsgrad von 3,5 ebenfalls ausreichend.

Da auch die Nutzlasten, wie aus Tafel III und IV (Spalte 6) im Vergleich mit den Werten der Tafel V und VI hervorgeht, genügend weit unter der Fließgrenze der zusammengesetzten Verbindung liegen, so darf man annehmen, daß die vorgeschlagene Berechnungsmethode auch ausreichende Sicherheit bei Dauerbelastungen unter der Nutzlast bietet.

Über die Berechnung hochgradig statisch unbestimmter stetiger Systeme mittels konzentrierter Lastgruppen und die praktische Anwendung dieser Theorie auf die Berechnung des durchlaufenden Balkens.

Von Dr.-Ing. Stephan Szegö, Berlin-Zehlendorf.

Die vollständige und genaue Berechnung der hochgradig statisch unbestimmten stetigen Systeme (zu diesen gehören u. a.: der durchlaufende Balken, die durchlaufenden Rahmentragwerke, der Vierendeelträger, die Stockwerkrahmen usw.) erfordert meist einen erheblichen Arbeitsaufwand, selbst wenn die Ausnutzung eventuell vorhandener Symmetrieeigenschaften oder die Zurückführung des Systems auf ein bereits bekanntes Tragwerk niedrigerer Ordnung ausnahmsweise möglich ist.

Im allgemeinen Fall (das ist: vielgliedriges Tragwerk mit völlig unregelmäßiger Feldteilung) muß versucht werden, die Wahl der einzuführenden statisch unbestimmten Größen so zu treffen, daß möglichst einfache und gleichartige Bestimmungsgleichungen (Elastizitätsgleichungen, Deformationsgleichungen) entstehen. Die Auflösung dieser Gleichungen erfolgt dann von Fall zu Fall durch zahlenmäßiges Ausrechnen nach einem der einschlägigen mathematischen Verfahren.

Für die Zwecke der Praxis sind indessen der Zeitaufwand und auch die Fehlerquellen dieser meist sehr umständlichen numerischen Auflösung so groß, daß man bereits bei 6 bis 8 Gleichungen auf die genaue Berechnung verzichtet und irgendein (oft unzulängliches) Näherungsverfahren vorzieht.

Es liegt somit unzweifelhaft das Bedürfnis nach einem allgemein gültigen genauen Verfahren vor, welches die Arbeit vereinfacht und die erwähnten Fehlerquellen ausschaltet. Ein solches neues Verfahren soll nachstehend beschrieben werden.

Die Elastizitätsgleichungen werden hierbei — im Gegensatz zur bisher üblichen Arbeitsweise — ein für allemal formelmäßig aufgelöst und die statisch unbestimmten Größen in Form von fertigen geschlossenen Gleichungen dargestellt. Zu diesem Zweck wird die Wahl des statisch bestimmten Grundsystems und der statisch unbestimmten Größen nach einheitlichen Gesichtspunkten so getroffen, daß in jedem Fall — wie auch das in Frage stehende Tragwerk beschaffen sei — völlig gleichlautende Elastizitätsgleichungen entstehen. Lediglich die Randglieder der Gleichungen deuten (entsprechend einer geänderten Determinante) die besondere Beschaffenheit des einzelnen Systems an. Da aber auch die Randgleichungen den eingeführten besonderen Gesetzmäßigkeiten folgen, kann die gesamte Gleichungsgruppe ein für allemal schematisch aufgelöst werden. Es ergeben sich hierbei bestimmte Beiwerte zu den Belastungsgrößen; diese Beiwerte lassen sich aber aus den Systemabmessungen (Stablängen, Knotenbildung und Trägheitsmomente) mittels einfacher Formeln leicht berechnen. Es entfällt also die für die Praxis oft so beschwerliche Arbeit des Aufstellens und des Auflösens der Elastizitätsgleichungen, die ganze Rechenarbeit beschränkt sich vielmehr auf das bequeme Errechnen der wenigen in Frage kommenden Beiwerte.

Um das Einfühlen in die verschiedentlich ganz ungewöhnliche Betrachtungsweise des allgemeinen Verfahrens zu erleichtern, sei hier zunächst der allereinfachste Sonderfall, der durchlaufende Balken mit gleichen Feldern und konstantem Trägheitsmoment, behandelt und weiter unten dann gezeigt, wie die gewonnenen Ergebnisse verallgemeinert werden können.

Als statisch bestimmtes Grundsystem wird der einfache Balken (mit den Endauflagern des durchlaufenden Balkens als Auflager) und als

statisch unbestimmte Größen bestimmte Lastgruppen, in den früheren Auflagerpunkten angreifend, eingeführt. Zur Vereinfachung der Rechnung werden diese Lastgruppen (genannt Doppelmomente) stets symmetrisch zur Balkenmitte auf beiden Balkenseiten wirkend angebracht[1]). In Abb. 1 ist ein einzelnes Doppelmoment S_i und in Abb. 2 die Folge der Belastungszustände $S_0 = -1$; $S_1 = -1$; ... bis $S_{n-1} = -1$ am Grundsystem wirkend dargestellt.

Abb. 1.

Abb. 2.

Die Beiwerte δ der statisch bestimmten Größen in den Elastizitätsgleichungen betragen somit (bei einer Feldweite von 1,0 m und 2 n-Feldern überhaupt):

$$\delta_{00} = 2n - 4/3; \quad \delta_{01} = -5/3; \quad \delta_{0i} = -2;$$

$$\delta_{i(i-1)} = \delta_{i(i+1)} = 1/3; \quad \text{und} \quad \delta_{ii} = 4/3; \quad \text{dagegen ist:}$$

$$\delta_{ik} = 0 \text{ für } k < i - 1 \text{ bzw. } k > i + 1.$$

Die nachstehend (Abb. 3) in Tafelform zusammengestellten Elastizitätsgleichungen (mit dem Multiplikator $3EJ/l^3$) werden zweckmäßigerweise nach dem Gaußschen Eliminationsverfahren aufgelöst. Hierbei werden die einzelnen Reihen des Determinantenschemas in Abb. 3, beginnend

S_{n-1}	S_{n-2}	S_{i+1}	S_i	S_{i-1}	S_2	S_1	S_0	
4	1	—	—	—	—	—	-6	N_{n-1}
1	4	—	—	—	—	—	-6	N_{i-2}
—	—	4	1	—	—	—	-6	N_{i+1}
—	—	1	4	1	—	—	-6	N_i
—	—	—	1	4	—	—	-6	N_{i-1}
—	—	—	—	—	4	1	-6	N_2
—	—	—	—	—	1	4	-5	N_1
-6	-6	-6	-6	-6	-6	-5	$6n-4$	N_0

Abb. 3.

mit der obersten Reihe (für $S_{n-1} = -1$), jeweils mit einer weiter unten formelmäßig angegebenen Größe u_{n-k} multipliziert und dann von der nächstfolgenden Reihe abgezogen. Der entsprechende Abzug wird stets auch bei der letzten Reihe (Randglied) durchgeführt, so daß die verbleibenden Zwischenschemas der Determinante ihre zur Hauptdiagonale symmetrische Gestalt bewahren. Die jeweiligen Anfangsreihen dieser Zwischenschemas sind nun in Abb. 4 zusammengestellt. Die in der Tafel vermerkten Größen u_k und v_k sind Kettenbrüche, die sich aus dem Gang der Elimination zu:

$$u_k = \cfrac{1}{4 - \cfrac{1}{4 - \cfrac{1}{4 - \dots}}} \quad \text{und} \quad v_k = 1 - \cfrac{1 - \cfrac{1 - \cfrac{1-}{4-}}{4 - \cfrac{1}{4-}}}{4 - \cfrac{1}{4 - \cfrac{1}{4-}\dots}}$$

ergeben. Das Fußzeichen k kennzeichnet die zugehörige Gleichungsreihe, die Gliederzahl des Kettenbruches dagegen ist stets $n-k$.

Die Anfangsglieder der stark konvergierenden Reihen sind:
für u: 1/4; 4/15; 15/56; 56/209; 209/780 usw.;
für v: 1; 3/4; 4/5; 11/14; 15/19 usw.

Die Grenzwerte der Kettenbrüche endlich sind:

$$\lim u_i = u = 2 - \sqrt{3} = 0{,}267\,949\ldots$$

und

$$\lim v_i = 1/(3 - \sqrt{3}) = 0{,}788\,675\ldots$$

Mithin ist

$$u v^2 = (2 - \sqrt{3})/(3 - \sqrt{3})^2 = 1/6 \quad \text{und} \quad v = 1/(1 + u).$$

Das Schlußglied der Elimination nach Abb. 4 beträgt:

$$\frac{1}{u_0} = 6n - 4 - 36 \sum_{i=1}^{n-1} u_i v_i^2 - u_{n-1} + 12 u_{n-1} v_{n-1}$$

$$= 6n - 4 - 36(n-1) u v^2 - 12 u v - u + 12 u v = 2 - u = \sqrt{3}.$$

Zwecks Bestimmung irgendwelcher Werte λ_{ik} (= Beiwert der Belastungsgröße N_k für die statisch unbestimmte Größe S_i) ist nun im Gleichungssystem der Abb. 4 die rechte Seite der i-ten Zeile gleich $3u_i$ zu setzen und die rechten Seiten aller anderen Zeilen gleich Null. Die Auflösung dieser Gleichungsgruppe ergibt dann alle Werte λ_{ik}. Mit der Bestimmung der λ-Werte wird zweckmäßigerweise bei der letzten Gleichung begonnen, d. h. zunächst die Beiwerte für S_0 bestimmt, dann der Reihe nach alle übrigen Beiwerte. An dieser Stelle sollen nur die Ergebnisse in allgemeiner Form angegeben werden:

$$\lambda_{ik} = (-1)^{i-k}\, 3u_i \ldots\ldots u_k r_k + a_i a_k \sqrt{3}.$$

λ_{n-1}	λ_{n-2}	λ_{i+1}	λ_i	λ_{i-1}	λ_2	λ_1	λ_0	
1	u_{n-1}	—	—	—	—	—	$-6u_{n-1} \cdot v_{n-1}$	$3u_{n-1}$
—	1	—	—	—	—	—	$-6u_{n-2} \cdot v_{n-2}$	$3u_{n-2}$
—	—	1	u_{i+1}	—	—	—	$-6u_{i+1} \cdot v_{i+1}$	$3u_{i+1}$
—	—	—	1	u_i	—	—	$-6u_i \cdot v_i$	$3u_i$
—	—	—	—	1	—	—	$-6u_{i-1} \cdot v_{i-1}$	$3u_{i-1}$
—	—	—	—	—	1	u_2	$-6u_2 \cdot v_2$	$3u_2$
—	—	—	—	—	—	1	u_1 $-6u_1v_1$	$3u_1$
—	—	—	—	—	—	—	1	$3u_0$

Abb. 4.

Hierbei ist:

$$a_i = (-1)^i u_1 \ldots\ldots u_i + 6 \sum_{k=1}^{i} (-1)^{i-k} u_k \ldots\ldots u_i v_k$$

und

$$r_k = 1 + u_1 u_2 + u_2 u_3^2 u_4 + \ldots\ldots$$

Demnach ist z. B.:

$$\lambda_{ii} = 3 u_i r_i + a_i^2 \sqrt{3} \quad \text{und} \quad \lambda_{oi} = a_i \sqrt{3} \text{ usw.}$$

Mit dem Grenzübergang $\lim u_i = u$ wird auch $\lim a_i = a = 1$ und $\lim r_i = r = 1/(1 - u^2)$ und ferner:

$$\lambda_{ik} = (-u)^{i-k}\, 3u/(1 - u^2) + \sqrt{3} = (-u)^{i-k}\, 0{,}50\sqrt{3} + \sqrt{3};$$

$$\lambda_{ii} = 1{,}50\sqrt{3}; \quad \lambda_{oi} = \sqrt{3} \text{ usw.}$$ [2])

[1]) Diese Vereinfachung bedeutet keinerlei Einschränkung, da bei den zunächst vorausgesetzten unendlich vielen Feldern die Belastung eines rechtseitigen Feldes keinerlei Einfluß mehr auf das entsprechende linkseitige Feld hat. Es läßt sich auch leicht nachweisen, daß die Wirkung von asymmetrisch angeordneten Lastgruppen genau die gleiche ist wie die der angesetzten symmetrischen Lastgruppen.

[2]) Zur Kontrolle der Richtigkeit der Auflösung dienen die Bedingungsgleichungen: $\Sigma \sigma_i \lambda_i = 3$ und $\Sigma \sigma_i \lambda_k = 0$. Angewandt z. B. auf die i-te Zeile ist alsdann:

$$-3 u_{i-1} u_i r_{i-1} + a_{i-1} a_i \sqrt{3} + 4 \cdot 3 u_i r_i + 4 a_i^2 \sqrt{3} - 3 u_i u_{i+1} r_i$$

$$+ a_i a_{i+1} \sqrt{3} - 6 a_i \sqrt{3} = 3 u_i r_i (4 - 2u_i) + a_i \sqrt{3}(a_{i-1} + 4a_i + a_{i+1} - 6).$$

Die allgemeinen Ausdrücke für die Werte u, r und a eingesetzt, ergibt sich für den zweiten Klammerausdruck die Summe Null,

Die Bestimmungsgleichungen der statisch unbestimmten Größen (das sind die eingeführten Doppelmomente) lauten nun allgemein:

$$S_i = \lambda_{0i} N_0 + \lambda_{1i} N_1 + \ldots + \lambda_{ii} N_i + \ldots + \lambda_{(n-1)i} N_{n-1} = \sum_{k=0}^{n-1} \lambda_{ik} N_k .$$

Bezeichnet man mit M die Momentenfläche der Belastung am Grundsystem (einfacher Balken) und mit M_k allgemein die Momentenfläche der k-ten Lastgruppe (Doppelmoment), so ist allgemein:

$$\lambda_{ik} N_k = \lambda_{ik} \int M M_k \, dx = \int M (\lambda_{ik} M_k) \, dx ;$$

mithin wird:

$$S_i = \sum_{k=0}^{n-1} \lambda_{ik} N_k = \int M \Big(\sum_{k=0}^{n-1} \lambda_{ik} M_k\Big) \, dx .$$

Setzt man in diese Gleichung die obenstehend ermittelten Werte der Größen λ ein und beachtet, daß die Einheitsflächen der Doppelmomente durch ihre Spitzenordinaten gegeben sind, so ergibt sich nunmehr:

$$S_i = -\int M \Big[a_i \sqrt{3} \Big(2n - 1 - 2 \sum_{k=1}^{n-1} a_k\Big)\Big] dx + \int M [(-1)^{i-k} 3 u_i u_k r_k) \, dx$$

$$= -\int M \mathfrak{M}_0 \, dx + \int M \mathfrak{M}_i \, dx .$$

Die statisch unbestimmte Größe stellt sich somit als Integralsumme der Belastungsmomentenfläche (M) mit der Summe von zwei gedachten Momentenflächen ($\mathfrak{M}_0$ und $\mathfrak{M}_i$) dar. Die $\mathfrak{M}_0$-Fläche erstreckt sich hierbei

(Multiplikator $\frac{\sqrt{3}}{2}$)

Abb. 5.

(im Grenzfall) nur auf die mittelsten Felder, für die vorliegende Untersuchung kommt daher nur ihre Flächensumme in Betracht. Diese ist:

$$F_0 = a_i \sqrt{3} (2n - 1 + 2uv - 2n + 2 - 4uv)$$

$$= a_i \sqrt{3} (1 - 2uv) = a_i = 1 .$$

Die durch eine alternierende Reihe von Spitzenordinaten gegebene $\mathfrak{M}_i$-Fläche (die $\frac{\sqrt{3}}{2}$-fachen Spitzenordinaten sind der Reihe nach: $1, -u, +u^2, -u^3$ usw., vom Punkt i aus gerechnet) ist in Abb. 5 dargestellt. Ihre Flächensumme beträgt:

$$F_i = \sqrt{3} (1 - 2u + 2u^2 - 2u^3 + \ldots - \ldots) = \sqrt{3}\, v (1 - u) = 1 .$$

Für eine durchgehend geradlinige M-Fläche (Momentenfläche der Belastung am einfachen Balken) würde sich demnach immer die statisch unbestimmte Größe $S_i = -\int M \, dx + \int M \, dx = 0$ ergeben. Dieser Satz, der auch für ungleichförmige und mehrfach geänderte Systeme allgemeine Geltung hat, gestattet eine bequeme grundsätzliche Lösung der gestellten Aufgabe.

Abb. 6.

In Abb. 6 ist eine beliebige M-Fläche — für eine wandernde Einzellast $P = 1$ t — dargestellt. Aus der obigen Überlegung folgt, daß für die statisch unbestimmten Größen nur die in der Abbildung durch Schraffur besonders hervorgehobene Ergänzung der Momentenfläche ($\triangle M$) von Bedeutung ist, und zwar formelmäßig:

$$S_i = -\int (\triangle M) \, \mathfrak{M}_i \, dx .$$

Es kommt also immer nur der zwischen dem Endauflager und dem Lastangriffspunkt liegenden Teil der $\mathfrak{M}_i$-Fläche in Betracht. Zur Prüfung des Verfahrens sei zunächst der einfache Sonderfall, die Last liege über einer Spitze der $\mathfrak{M}_i$-Linie (d. h. über einem Auflager des durchlaufenden Balkens), betrachtet. Die Fläche des maßgebenden $\mathfrak{M}_i$-Abschnittes zwischen Lastpunkt k und dem Endauflager beträgt dann (Abb. 7):

$$\triangle F_i = (-u)^{i-k} \, 0{,}25 \sqrt{3} \, (1 - 2u + 2u^2 - + - \ldots)$$

$$= 0{,}25 \sqrt{3} \, (-u)^{i-k} \, v (1 - u) = 0{,}25 \, (-u)^{i-k} .$$

Das statische Moment der gleichen Fläche, bezogen auf den Lastangriffspunkt k, beträgt:

$$\triangle S_i = 0{,}50 \sqrt{3} \, (-u)^{i-k} (0{,}166 - u + 2u^2 - 3u^3 + 4u^4 + - \ldots)$$

$$= 0{,}50 \sqrt{3} \, (-u)^{i-k} (0{,}166 - u v^2) = 0 ;$$

d. h. der Schwerpunkt des Flächenabschnittes 0—k liegt im Ursprungspunkt k. (Auch dieser Satz gilt allgemein für Systeme mit ungleichen Feldern und mehrfacher Ränderung.) Daher ist für Lasten über den Auflagern des durchlaufenden Balkens ganz allgemein: $S_i = 0$; was zu beweisen war.

Rückt nun die wandernde Einzellast um die Strecken α' nach links in das Feld hinein ($\alpha' = x'/1$), so wird die $\triangle M$-Fläche zweckmäßigerweise durch die in Abb. 8 dargestellten drei Teilstrecken ersetzt. Wie vorstehend gezeigt, hat die große Dreiecksfläche ADE, die von dem dem Lastpunkt benachbarten Auflager bis zum Endauflager reicht, keinen Einfluß auf die statisch unbestimmten Größen, für dieselbe kommt vielmehr nur

(Multiplikator $\frac{\sqrt{3}}{2}$)

Abb. 7.

(Multiplikator $\frac{\sqrt{3}}{2}$)

Abb. 8.

der Einfluß der durchgehenden Rechteckfläche $BFED$ (mit der Höhe α') und der Einfluß der kleinen Dreiecksfläche CFE zwischen Lastpunkt und Nachbarauflager in Betracht. Formelmäßig ist:

$$S_i = -0{,}25 (-u)^{i-k} \alpha' + 0{,}50 \sqrt{3} \, (-u)^{i-k} \, 0{,}166 \, \alpha'^2 (3 - \alpha' - u \alpha')$$

$$= (-u)^{i-k} \left(-\frac{\alpha'}{4} + \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot \alpha'^2 - \frac{(1 + u)\sqrt{3}}{12} \cdot \alpha'^3\right).$$

Für das Hauptfeld ($i = k$, d. h. der Lastpunkt liegt im Bereich der statisch unbestimmten Größe) wird:

$$S_i = -0{,}25 \, \alpha' + 0{,}25 \sqrt{3} \, \alpha'^2 - 0{,}0833 \sqrt{3} \, (1 + u) \, \alpha'^3 ;$$

und nach Einsetzen der entsprechenden Zahlenwerte:

$$S_i = -0{,}25 \, \alpha' + 0{,}433 \, \alpha'^2 - 0{,}183 \, \alpha'^3 .$$

Die somit formelmäßig festgelegten statisch unbestimmten Größen, die Doppelmomente, hängen nun in einfacher Weise mit den gesuchten inneren Kraftgrößen zusammen. Für den vorliegenden einfachen Sonderfall — durchlaufender Balken mit lauter gleichen Feldern — stimmen die Momentenflächen der als statisch unbestimmte Größen eingeführten Lastgruppen (bis auf die Randgröße) mit den Momentenflächen der Stützenmomente am durchlaufenden, über den Stützen gelenkig verbundenen Träger überein[3]), infolge der zur Balkenmitte symmetrischen doppelten Anordnung der Lastgruppen ist jedoch:

$$M_i = 2 S_i = -0{,}50 \, \alpha' + 0{,}866 \, \alpha'^2 - 0{,}366 \, \alpha'^3 .$$

Für die anschließenden Felder kommt jeweils noch der Multiplikator $(-u)^{i-k}$ hinzu[4]).

Führt man nun die bekannten w-Werte in die obige Formel mit:

$$w_r = \alpha - \alpha^2 ; \quad \text{und} \quad w'_d = \alpha' - \alpha'^3 = w_r (1 + \alpha')$$

ein, so ergibt sich:

$$M_i = -0{,}866 \, w_r + 0{,}366 \, w'_d = (0{,}50 - 0{,}366 \, \alpha') \, w_r .$$

Die zahlenmäßige Auswertung dieser Formel ergibt die bekannten Einflußlinien.

---

während das erste Glied die Summe 3 hat, was zu beweisen war. Ebenso ist

$$-(-1)^{i+1-k} 3 u_{i+1} u_k r_k + a_{i+1} a_k \sqrt{3} - 6 a_k \sqrt{3}$$
$$+ (-1)^{i-1-k} 3 u_{i-1} u_k r_k + a_{i-1} a_k \sqrt{3} + 4 (-1)^{i-k} 3 u_i u_k r_k$$
$$+ 4 a_i a_k \sqrt{3} = (-1)^{i-1-k} 3 u_{i+1} u_k (u_{i-1} u_i - 4 u_i + 1) = 0 ;$$

was zu beweisen war. Desgleichen ist angewandt auf die o-te Zeile:

$$-6 \sum_{i=1}^{n-1} a_i \sqrt{3} + a_i \sqrt{3} + (6n - 4)\sqrt{3} = -6(-uv + n - 1 + 2uv)\sqrt{3}$$
$$+ \sqrt{3} + (6n - 4)\sqrt{3} = (-6uv + 3)\sqrt{3} = 3 ;$$

was zu beweisen war, usw.

[3]) Diese Übereinstimmung ist in der Doktordissertation des Verfassers theoretisch genau nachgewiesen und über diesen Nachweis dann auszugsweise im Referat Statik des Handbuches für technische und physikalische Mechanik (Prof. Dr. A. Hertwig) berichtet.

[4]) In gleicher Weise können geschlossene Formeln für alle anderen inneren Kraftgrößen abgeleitet werden. Ein näheres Eingehen hierauf erübrigt sich, da die nachfolgend für beliebige Felder aufgestellten allgemeinen Formeln die Berechnung aller Kraftgrößen ermöglichen.

Will man die obigen Ergebnisse nun auch für den durchlaufenden Balken mit unregelmäßiger Feldteilung und verschiedenen Trägheitsmomenten in den einzelnen Feldern (bzw. auch mit wechselndem Trägheitsmoment innerhalb der einzelnen Felder) verwenden, so ist zu bedenken, daß die w-Werte nur von der Lage der Last im eben belasteten Feld abhängen, von der Art und Beschaffenheit der Nachbarfelder aber unabhängig sind. Die Systembeschaffenheit kommt lediglich in den Beiwerten der w-Werte zum Ausdruck. Diese Beiwerte blieben aber unverändert, wenn es gelingen würde, statisch unbestimmte Größen von solcher Beschaffenheit einzuführen, daß das als Ausgangspunkt der Untersuchung dienende Schema der Elastizitätsgleichungen (Abb. 3) (von einem willkürlichen festen Multiplikator abgesehen) unverändert bliebe. Um dieses Ziel zu erreichen, müssen die einzelnen Lasten der das Doppelmoment S_i bildenden Lastgruppe mit gewissen Beiwerten y_i^l und y_i^r versehen werden. Die Größe dieser Beiwerte wird aus der Bedingung bestimmt, daß die δ-Werte aus den derart gebildeten Momentenflächen der statisch unbestimmten Größen die in der Abb. 3 angegebenen verhältnismäßigen Werte haben müssen. Mit den in Abb. 9 eingeführten Bezeichnungen y_i^l und y_i^r für die Beiwerte der Lastgruppe i ergeben sich die nachfolgenden zwischengeschalteten Gleichungen:

$$y_i^r y_{i+1}^l l_{i+1}^3 = 1 \quad \text{und} \quad (y_i^l)^2 l_i^3 + (y_i^r)^2 l_{i+1}^3 = 2,$$

d. h. für jede statisch unbestimmte Größe zwei Gleichungen zur Bestimmung der beiden zugehörigen Unbekannten y_l und y_r[5]. Die Auflösung dieser neuen zwischengeschalteten Gleichungsgruppe führt auf eine Reihenentwicklung mit schnell konvergenten Gliedern für die Beiwerte der w-Größen. Schreibt man die Gleichung der statisch unbestimmten Größe in der allgemeinen Form:

Abb. 9.

$$M_i = -r_i^r w_r + d_i^r w_d'$$

an, so werden die Beiwerte r_i und d_i gemäß der Auflösung durch die nachfolgenden Gleichungen bestimmt:

$$\text{(a)} \qquad r_i^r = \frac{3 u_i' l_i}{1 - u_i u_i'}; \qquad r_i^l = \frac{3 u_i l_i}{1 - u_i u_i'};$$

ferner:

$$d_i^r = \frac{u_i'(1 + u_i) l_i}{1 - u_i u_i'}; \qquad d_i^l = \frac{u_i (1 + u_i') l_i}{1 - u_i u_i'};$$

mithin auch:

$$M_i = -\frac{u_i' w_r l_i}{1 - u_i u_i'} (1 + \alpha + \alpha u_i - 2 u_i); \quad \text{usw.}$$

Die in diesen Gleichungen vorkommenden Größen u_i und u_i' sind die verallgemeinerten Ausdrücke für die bei der Auflösung der Elastizitätsgleichungen als regelmäßiger Kettenbruch eingeführten Größe u, und zwar hängt u_i lediglich von der Größe (bzw. Trägheitsmoment) der links an die Öffnung l_i anschließenden Felder, desgl. u_i' nur von der Größe der rechts an l_i anschließenden Felder ab. Führt man die Verkürzung: $t_k = l_k / l_i$ ein (unter Berücksichtigung der Trägheitsmomente), so ist:

$$u_k = \frac{t_k}{2(t_k + t_{k-1}) - u_{k-1} t_{k-1}} = \cfrac{t_k}{2(t_k + t_{k-1}) - \cfrac{t_{k-1}^2}{2(t_{k-1} + t_{k-2}) - \ldots}}$$

$$u_k' = \frac{t_k}{2(t_k + t_{k+1}) - u_{k+1} t_{k+1}}$$

$$= \cfrac{t_k}{2(t_k + t_{k+1}) - \cfrac{t_{k+1}}{2(t_{k+1} + t_{k+2}) - \cfrac{t_{k+2}}{2(t_{k+2} + t_{k+3})}}}$$

[5]) Außerdem ist $y_0 =$ beliebig; man wählt zweckmäßigerweise: $1/y_0^2 = 0{,}33 \cdot 1_0^2 + 1_1^2 + 1_2^2 + \ldots\ldots + 1_{n-1}^2$.

usw. Die Kettenbrüche sind so stark konvergent, daß zur Erzielung der Rechenschiebergenauigkeit bei einigermaßen gleichmäßiger Feldteilung zwei Glieder, bei stark unregelmäßiger Feldteilung drei Glieder vollständig genügen.

Aus den Formeln bzw. Einflußlinien für die Stützenmomente ergeben sich diejenigen für die Feldmomente durch Überlagerung in bekannter Weise. Zweckmäßigerweise geht man hierbei von der Linie der Spitzenordinaten aus (die einzelnen Ordinaten dieser Linie geben die Spitzenwerte der Einflußlinien an, für den Fall, daß Lastpunkt mit Momentenpunkt übereinstimmt); die allgemeine Formel für diese Spitzenordinate lautet (Momentenpunkt $k =$ Lastpunkt x):

$$l M_x = x x' + x' (d_i^l w_d - r_i^l w_r) + x (d_i^r w_d' - r_i^r w_r);$$

aufgelöst und mit den Hilfsgrößen (alles auf das eben betrachtete Feld l_i bezogen):

$$V = \frac{u + 2 u u' + u'}{1 - u u'}; \quad \lim V = \frac{2 u (1 + u)}{1 - u^2} = \frac{2 u}{1 - u} = 1 - u = 0{,}732\ldots;$$

$$\text{(b)} \quad U = \frac{u' (2 - u)}{1 - u u'}; \quad U' = \frac{u (2 - u')}{1 - u u'}; \quad \lim U = \frac{u (2 - u)}{1 - u^2} = 0{,}500;$$

ergibt sich dann die Schlußformel:

$$M_x = w_r (1 + V w_r - U x - U' x') l;$$

und im Grenzfall, für lauter gleiche Felder:

$$M_x = w_r (1 + 0{,}732\, w_r - 0{,}5\, x - 0{,}5\, x') l.$$

Aus der Linie der Spitzenordinaten erhält man dann durch die bekannte Aufteilungskonstruktion (s. z. B. Müller-Breslau: Die graphische Statik, Bd. II, 1, S. 386) die Einflußlinien für alle Feldmomente in einfachster Weise (Abb. 10).

Die letzten Ergebnisse der vorstehenden Untersuchungen sind zwar zum Teil schon längst bekannt, aber der Weg zur Erzielung dieser Resultate ist neu und in gleicher Weise auch auf kompliziertere Systeme anwendbar, deren Berechnung nach den üblichen Verfahren bereits mehr Schwierigkeiten machen würde. Das vorstehend für den durchlaufenden Balken abgeleitete Verfahren kann ganz allgemein bei jedem hochgradig statisch unbestimmten stetigen System (d. h. bei jedem System mit gleichmäßiger Aufeinanderfolge von gleichartigen Gliedern und beliebigen Rand- bzw. Auflagerbedingungen) angewendet werden. Man führt als statisch unbestimmte Größen Doppelmomente (bestimmte Gruppen von Einzellasten bzw. Einzelmomenten) erster bzw. zweiter Ordnung ein, so daß (abgesehen von den beliebig unregelmäßigen Randgliedern) Elastizitätsgleichungen mit je drei Mittelgliedern in der Hauptdiagonale des Systems sich ergeben. Diese Gleichungen werden alsdann ein für allemal schematisch aufgelöst. Die statisch unbestimmten Größen werden hierbei als Integralsummen der Momentenflächen der Belastung am statisch bestimmten Grundsystem (stets der einfache Balken, der einfache Rahmen mit Freiheitsgraden usw.) mit einer virtuellen Momentenfläche — bestehend aus einer Reihe von alternierenden Dreieckflächen zwischen den Angriffspunkten der statisch unbestimmten Größen — gedeutet. Diese Deutung ist nicht nur sehr anschaulich, sondern ermöglicht auch stets die Ableitung einfacher geschlossener Formeln für die in Frage kommenden statischen Größen.

Abb. 10.

In einem demnächst erscheinenden Buch[6]) wird die hier angedeutete allgemeine Theorie des Verfassers ausführlich behandelt und auf die Berechnung mehrgurtiger Systeme (Vierendeelträger usw.) angewandt. In einer in dieser Zeitschrift anschließend erscheinenden, mit Dr. Neményi gemeinsam verfaßten weiteren Arbeit wird ferner eine besondere Anwendung des Verfahrens beschrieben.

[6]) „Praktische Baustatik" von Neményi-Szegö, Verlag J. A. Barth, Leipzig 1931.

Stahl im Schulbarackenbau.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. **H. Delius**, Berlin-Tempelhof.

Die Zunahme der Bevölkerung in den Berliner Außenbezirken hat in den letzten Jahren noch erhebliche Ziffern erreicht; die Einwohnerzahl im Bezirk Tempelhof stieg von etwa 74 000 am 1. Januar 1927 auf etwa 82 000 am 1. Januar 1929 und weiter auf etwa 98 000 am 1. November 1930.

Wenn auch die vorhandenen Schulen des Bezirks bei stärkster Belegung der Klassen zahlreiche Kinder aufnehmen konnten, so mußten doch neue Schulräume geschaffen werden. Mit der rasch fortschreitenden Wohnbautätigkeit im Bezirk konnte der Schulhausbau schon infolge der finanziellen Lage der Stadt nicht Schritt halten. An massive Schulbauten war unter diesen Umständen nicht zu denken. Es mußte deshalb der Schulraumnot durch Behelfsbauten vorgebeugt werden.

Abb. 1. Lageplan.

So wurden im Jahre 1929 im Westgelände von Lichtenrade, dem südlichsten Ortsteil des Bezirks, vier Klassen mit Nebenräumen in Schulbaracken untergebracht, im Jahre 1930 für vier Klassen mit Nebenräumen auf dem Tempelhofer Westfeld eine neue Barackenanlage errichtet. Zu gleicher Zeit wurde eine ähnliche Anlage im Tempelhofer Osten erstellt. Das Raumprogramm für diese beiden Anlagen unterschied sich nur dadurch, daß im Osten zu den vier Klassen mit je einem besonderen Garderoberaum und Schulhausmeisterzimmer ein Lehrerzimmer hinzukam. Bei beiden Anlagen waren die erforderlichen Aborte für Knaben und Mädchen vorzusehen, außerdem ein Brennstofflagerraum. Die Gebäude sollten leicht zerlegbar und transportabel eingerichtet werden.

Für die Ausführung der Bauten wurde auf dem Tempelhofer Westfeld Holz, im Osten Stahl als Konstruktionsmaterial gewählt. Auf diese Weise ist eine geeignete Grundlage zum Vergleich der Stahlbauweise mit dem Holzhausbau gerade auf diesem Gebiete des Schulhausbaues

Abb. 2. Waagerechter Schnitt durch die Außenwand.

gegeben. Das Ergebnis dieser Beurteilung dürfte bei der zukünftig wahrscheinlich häufigeren Ausführung von kleineren Schulbarackenanlagen — bis zu acht Klassen — in Großstädten und auf dem Lande grundsätzlich wichtig sein. Es ist anzunehmen, daß dieser Vergleich auch zu einer anderen Beurteilung der in letzter Zeit vielgepriesenen Flachbauschule hinsichtlich der Kostenaufwendung führt, denn die hier beschriebene Pavillonanlage — das Wort „Baracken“ hat in diesem Zusammenhang ja unberechtigterweise einen schlechten Nebenklang — ist nichts anderes als eine Flachbauschulanlage.

Für die Errichtung der Schulanlage im Osten stand ein städtisches Gelände am Holzmannplatz zur Verfügung. Die einzelnen Räume sind in drei Gebäuden nach Abb. 1 nach einem von der Stadt Berlin für diesen Zweck häufig angewandten Grundrißschema untergebracht. Dabei sind die Klassenbaracken so angeordnet, daß die beiderseits belichteten Klassenräume nach Westen und Osten liegen und die einzelnen Gebäude einen als Pausenhof benutzbaren Hof einschließen. Die Schulbaracken sind 3 m von der Straße abgerückt und haben nach den Straßenseiten hochliegende Fenster, so daß eine Störung des Unterrichts von außen möglichst verhindert wird. Das restliche Gelände ist zwei weiteren Baracken gleicher Art vorbehalten und als Spiel- und Turnhof angelegt, da Spielplätze in der Nähe der Schulanlage fehlen.

Die Wandkonstruktion der drei Gebäude ist nach der Atlantic-Bauweise von der Firma Wolf Netter & Jacobi-Werke, Kommanditgesellschaft auf Aktien, Berlin, hergestellt, die dieses System bereits für eine ähnliche Anlage in Köln verwandt hatte, und besteht aus einzelnen Tafeln von im allgemeinen durchschnittlich 2,35 m Breite und etwa 3,50 m Höhe. Einzelne Tafeln sind nur etwa 1,10 m breit, die Ecktafeln an

Abb. 3. Zusammenfügung der Außenwandbleche.

jeder Seite etwa 0,40 m breit. Die tragenden Elemente dieser Tafeln bestehen aus Winkeln, die an den Tafelenden stehen und am Stoß verschraubt sind. Zur Aufnahme dieser Stützen dienen Betonpfeiler. Der äußere Wandabschluß wird durch eine profilierte, feuerverzinkte Stahlblechhaut gebildet (Abb. 2). Die Außenwandbleche mußten mit Rücksicht auf die verlangte Raumhöhe gestoßen werden. Diese Tafeln, die das Element der gesamten Wandkonstruktion darstellen, wurden vollständig fertig am Bau zur Montage angeliefert und nur an den Stößen zusammengepaßt (Abb. 3). Sie werden oben und unten durch eine Schwelle und einen Rahmen aus Profilstahl zusammengehalten. Die Konstruktion des Fußpunktes ist aus Abb. 4 ersichtlich. Die Anschlüsse der Türen und Fenster zeigt Abb. 5.

Der Fußboden besteht in sämtlichen Räumen aus einem 12 cm starken Unterbeton, der in der einen Baracke eine Isolierpapplage, darüber 2,5 cm starke Contrasonitplatten mit einem 1 cm starken Sefrimenttorfestrich, in der anderen Baracke an Stelle der Contrasonitplatten 2,5 cm starke Heraklithplatten mit einem 1,5 cm starken Steinholzestrich und in beiden Fällen 3,6 mm starkes Waltonlinoleum aufnimmt. Der Fußboden der Aborte hat nur einen einfachen Zementestrich auf dem Ausgleichbeton der Massivdecke des Rohrkellers erhalten.

Die Zwischenwände sind als Holzfachwerkwände mit beiderseitiger Verschalung ausgebildet (Abb. 6). Auf eine besondere Schallisolierung der Klassen gegen die benachbarten Räume konnte infolge der Anordnung besonderer Garderoberäume verzichtet werden.

Abb. 4. Senkrechter Schnitt durch die Außenwand.

Die Dachkonstruktion besteht aus Dachbindern aus Stahl in etwa 4 m Abstand, die mit den oberen Stahlrahmen der Wandtafeln verlascht sind und Holzpfetten zur Aufnahme der Dachdeckung aus verzinkten (Siegener) Pfannenblechen (Profil III Nr. 20) tragen. Die Decke ist als Holzdecke an der Dachkonstruktion

aufgehängt und hat eine Auffüllung aus Torfmull als Isolierung gegen den Dachraum erhalten.

Die Rohrleitungen der elektrischen Installation sind bei der Zusammensetzung der einzelnen Wandtafeln mit eingebaut bzw. bei der Gesamtmontage über der Holzdecke verlegt. Die Baracken haben Einzelofenheizung erhalten (Kachelöfen); die Schornsteine sind bis über Dach gemauert und mit Schwendilatoraufsätzen versehen.

Die Außenwände haben einen gespritzten Grundanstrich und darüber einen Öl- und Lackfarbenanstrich. Die hölzernen Türen und Fenster sind mit Ölfarbe gestrichen und lackiert. Die Dachpfannen sind in ihrer Verzinkung roh stehen geblieben, da ein sofortiger Anstrich mit Rücksicht auf die geringere Haftfestigkeit der Farbe nicht empfehlenswert ist. Er wird zweckmäßig erst dann vorgenommen, wenn die allmählich eintretende Oxydation die Verzinkung etwas aufgerauht hat (etwa nach 6 Monaten). Der Wandanstrich wäre zweckmäßig ebenso zu behandeln gewesen, um eine größere Haftfestigkeit der Ölfarbe zu gewährleisten.

Einzelne Schulklassen sind mit Stahlrohrmöbeln ausgestattet.

Die Montage der drei Bauten dauerte von der Anlieferung an der Baustelle bis zum Einsetzen der Fenster und Türen und Aufstellen der Zwischenwände — „Rohbau" — etwa 4 Wochen (Abb. 7), die gesamte Fertigstellung einschließlich Inventarbeschaffung und Außenanlagen etwa 2 Monate.

Abb. 5. Waagerechter Schnitt durch die Fensterkonstruktion.

Abb. 6. Zwischenwandkonstruktion.

Die Kosten betrugen bei 376,28 m² bebauter Fläche und 1620,056 m³ umbautem Raum:

a) für die Bauten selbst einschließlich Bauleitung	57 878,44 RM
b) für das Inventar	9 990,22 „
c) für die Außenanlagen (ohne Turn- und Spielhof)	6 121,15 „
d) für die Hoferweiterung (einschließlich Aufstellung vorhandener Geräte)	5 350,00 „
insgesamt	79 339,81 RM.

Danach ist zu rechnen:	ohne b, c, d	mit b, c
1. für eine Klasseneinheit (einschließlich der obengenannten Nebenräume) mit	14 469,61 RM	18 497,45 RM
2. für 1 m² bebauter Fläche mit	154,70 „	197,84 „
3. für 1 m³ umbauten Raumes mit	36,90 „	45,65 „

Bei den zu gleicher Zeit ausgeführten Holzbaracken auf dem Tempelhofer Westfeld ergeben sich bei 312,88 m² bebauter Fläche und bei 1488,01 m³ umbautem Raum und gleicher Ausstattung folgende Vergleichskosten:

a) für reine Baukosten einschließlich Bauleitung	58 878,73 RM
b) für Inventar	7 489,73 „
c) für Außenanlagen	7 037,01 „
insgesamt	73 405,47 RM.

Danach ergeben sich:	ohne b, c	mit b, c
1. für eine Klasseneinheit einschließlich der Nebenräume	14 719,68 RM	18 351,37 RM
2. für 1 m² bebauter Fläche	188,19 „	234,60 „
3. für 1 m³ umbauten Raumes	39,56 „	49,33 „

Die im Jahre 1929 in Lichtenrade in Holzkonstruktion und ebensolcher Ausstattung errichteten Schulbaracken zeigen bei 423,13 m² bebauter Fläche und 1984,02 m³ umbautem Raum folgendes Ergebnis:

a) für reine Baukosten einschließlich Bauleitung	74 434,82 RM
b) für Inventar	11 110,20 „
c) für Außenanlagen	10 689,48 „
insgesamt	96 234,48 RM.

Danach sind zu rechnen:	ohne b, c	mit b, c
1. für eine Klasseneinheit (bei vier Klassen mit je 1 Garderoberaum, 1 Lehrmittelzimmer, 1 Schulhausmeisterzimmer, 1 Lehrerzimmer mit Garderoberaum und Aborten für Knaben und Mädchen)	18 608,70 RM	24 058,67 RM
2. für 1 m² bebauter Fläche	175,90 „	227,43 „
3. für 1 m³ umbauten Raumes	37,50 „	48,00 „

Aus diesen Kostenzusammenstellungen ergibt sich bereits als wesentlicher Vorteil der Stahlbaracken gegenüber den Holzkonstruktionen die günstigere wirtschaftliche Auswirkung. Diese ist selbstverständlich wie bei allen neueren Konstruktionen zunächst das ausschlaggebende, denn gewöhnlich werden die übrigen Vorteile einer neuen Konstruktion nicht gewertet; sie muß in erster Linie billiger als die gebräuchlichen Konstruktionen sein, sonst kann sie von vornherein nicht in Wettbewerb treten. Aber abgesehen davon sind die übrigen Vorteile der Stahlkonstruktion nicht von der Hand zu weisen.

Abb. 7. Innenaufnahme einer Baracke während des Baues.

Die Bauzeit der Anlage am Holzmannplatz betrug bis zur Fertigstellung etwa 11 Wochen, die Bauzeit der Lichtenrader Anlage etwa 17 Wochen, der Tempelhofer Baracken 14 Wochen. Dabei darf nicht vergessen werden, daß es sich bei der Anlage am Holzmannplatz um eine erstmalige Ausführung dieser Art handelte, die Bauzeit also zweifellos noch verkürzt werden kann. Die Montage der Holzbaracken in Tempelhof einschließlich Herstellung der Zwischenwände, Einsetzen der Türen und Fenster und Ausführung der Klempner- und Dachdeckerarbeiten dauerte 10 Wochen, allerdings aufgehalten durch unvorhergesehene Hindernisse; die gleichen Arbeiten dauerten bei den Holzbaracken in Lichtenrade gleichfalls etwa 10 Wochen und bei den Stahlbaracken nur $6^1/_2$ Wochen. Es ist anzunehmen, daß die Montagezeit sich erheblich verkürzen läßt. Voraussetzung dafür ist allerdings die gründliche Durcharbeitung und Feststellung sämtlicher Einzelheiten vor der Auftragserteilung.

Die Wärmehaltung läßt sich an Stelle des im vorliegenden Falle noch verwendeten Torfmulls durch Wahl geeigneter Isolierstoffe in Plattenform durchaus erreichen, dadurch auch die gefürchtete Bildung von Niederschlagwasser an der Innenseite der Stahlhaut beheben. Nach den in Köln mit derartigen Barackenbauten gemachten Erfahrungen soll der Verbrauch der Brennstoffe sogar geringer sein als in gleichartigen Holzbauten, obwohl in Köln die in Tempelhof angeordnete Papplage vor der inneren Schalung fehlt. Genaue Untersuchungen darüber liegen noch nicht vor.

Ebenso ist die Dauerhaftigkeit des Außenanstrichs bei richtiger Behandlung und Ausführung zweifellos ebensogut zu erzielen wie bei Holzbauten. Höhere Unterhaltungskosten der Stahlbauten gegenüber den Holzbauten und eine kürzere Lebensdauer der Stahlbauten können schlechterdings nicht angenommen werden.

Verschiedenes.

1. Das Stahlskelett des Verwaltungsgebäudes der Volksfürsorge, Hamburg. Die Volksfürsorge Gewerkschaftlich-Genossenschaftl. Vers.-A.-G. Hamburg, An der Alster 58/61, entschloß sich Ende 1928, auf dem in ihrem Besitz befindlichen Grundstück in Hamburg, An der Alster 58/61, ein Verwaltungsgebäude zu errichten. Der Bau mußte in zwei Abschnitten erstellt werden; der erste Abschnitt 1929, der zweite Abschnitt 1930. Mit dem Entwurf und der Bauleitung wurden die Architekten H. Distel u. A. Grubitz, Hamburg, beauftragt. Für die Ingenieurarbeiten wurde der Ingenieur Rudolf Eller, Altona-Bahrenfeld, hinzugezogen. In Erkenntnis seiner Vorteile entschloß man sich, bei dem Bau das Stahlskelett anzuwenden. Dessen Ausführung wurde der Firma Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg, übertragen.

Die Länge des Bauwerkes beträgt 64,15 m, die Tiefe 18 m, mit einem Verbindungsbau in der Mitte von 9,75 m Breite und etwa 10 m Tiefe; die Gesamthöhe beträgt von Straßenoberkante 29,49 m. Das Bauwerk hat außer Keller und Erdgeschoß sechs Obergeschosse. Die beiden

obersten Geschosse wurden mit Rücksicht auf die baupolizeilichen Vorschriften um 2,50 m zurückgesetzt. In jeder Achse stehen links und rechts neben dem vollständig durchlaufenden Mittelflur zwei Mittelstützen und in den beiden Außenwänden zwei Außenstützen. In der Längsrichtung ist eine Achsenteilung von 5,04 m durchweg eingehalten. Das gewählte Konstruktionssystem geht aus dem Grundriß und dem Querschnitt (Abb. 1 u. 2) hervor.

Abb. 1. Grundriß.

Die Regelmäßigkeit wurde nur unterbrochen in den Endfeldern am Giebel und durch einen Sitzungssaal im ersten Bauabschnitt. Die Mittelstützen aus I P gehen nur von Geschoß zu Geschoß und stehen auf den durchlaufenden Unterzügen auf (Abb. 3). Die Wandaußenstützen aus ⊐⊏-Profilen lassen die Unterzüge durchgehen, die durch Verkeilung eingespannt werden (Abb. 4). Zwischen den 5,04 m weit gespannten Deckenträgern sind Remy-Hohlstein-Bimsbetondecken ausgeführt. Die Decken sind 36 cm stark mit einem Eigengewicht von 500 kg/m²; die Nutzlast beträgt ebenfalls 500 kg/m². Infolge der Einspannung der über vier Stützen durchlaufenden Unterzüge in den Außenstützen wurden unter Verwendung von Peiner Breitflanschträgern hierfür vollkommen ebene Deckenuntersichten erzielt.

Auch das Dach wurde in derselben Weise ausgeführt. Hier wurden außer 10 cm hohen Hohlsteinen noch 10 cm Bimsbeton- und 3 cm Korksteinplatten zur Isolierung angeordnet. Das Gebäude enthält ein Haupttreppenhaus in der Mitte und ein Nebentreppenhaus an der Seite. Die Standsicherheit des Gebäudes gegen Winddruck ist durch die Anordnung massiver Deckenplatten und durch die Einspannung der Unterzüge in den Außenstützen ausreichend erzielt. Zur Ableitung der Windkräfte konnten ferner Wände des Querflügels und der Treppenhäuser mit herangezogen werden. Da im ersten Bauabschnitt der Querflügel noch nicht mit hochgeführt werden konnte, wurde in einer Treppenhauswand ein Windverband eingebaut (Abb. 5). Während im ersten Bauabschnitt die Treppe in Eisenbeton ausgeführt wurde und nur Podestträger zur Verwendung kamen, wurden im zweiten Bauabschnitt die Treppen in Stahl mit aufgesetzten Kunststeinstufen ausgeführt. Die Außenwände wurden in 57 cm starkem Ziegelmauerwerk ausgeführt. An der Straßenseite erhielt die Wand eine 6 cm starke Sandsteinverkleidung.

Abb. 2. Querschnitt.

Bei der Verwendung eines Stahlskeletts ist es bekanntlich möglich, die Bauzeit auf ein Minimum zu beschränken. Voraussetzung hierfür ist allerdings eine sorgfältige Planung, welche nach Auftragserteilung keine einschneidenden Änderungen mehr erfordert. Ist dann die baupolizeiliche Genehmigung erteilt, so können die Büro-, Werkstatt- und Baustellenarbeiten im einzelnen so festgelegt werden, daß das ganze Bauvorhaben in einem Zuge und in kürzester Zeit zu Ende geführt werden kann. — Während man bei dem ersten Bauabschnitt für die Montage des Stahlskeletts noch 6 Tage je Geschoß vorsah, sollte für den zweiten Bauabschnitt die Montagezeit je Geschoß nur 5 Tage betragen. Ferner war vereinbart, daß die übrigen Bauhandwerker mit ihren Arbeiten erst beginnen sollten, wenn vier Geschosse des Stahlskeletts fertig montiert sind. Die außerordentlich schnelle Erstellung des Stahlskeletts ergab dann, daß man sogar das ganze Stahlskelett vor Beginn der übrigen Arbeiten fertigstellen konnte. Dies hat sich als ein beträchtlicher Vorteil erwiesen, denn dadurch konnte jede gegenseitige Behinderung vermieden werden.

Abb. 3. Anschluß der Stützen an den Unterzug.

Abb. 4. Einspannung des Unterzuges in die Stütze mittels Keile.

Um wirklich kurze Fertigstellungszeiten zu erzielen, entschloß sich die ausführende Stahlbaufirma, beim zweiten Bauabschnitt mit einem Portalkran von 20 m Spannweite und 32 m

Abb. 5. Montagezustand am 10. Juni 1930.

Abb 6. Das am 2. Juli 1930 fertiggestellte Stahlskelett.

Abb. 7. Verwaltungsgebäude der Volksfürsorge Hamburg.

Höhe mit zwei Elektro-Hängekatzen zu arbeiten. — Am 25. Mai 1930 wurde die Baustelle für die Aufstellung des Montagekranes freigegeben.

Abb. 5 zeigt den Beginn der Montage am 10. Juni 1930, Abb. 6 die Fertigstellung des Stahlskeletts am 2. Juli 1930, woraus sich eine Montagezeit von 20 Arbeitstagen, d. h. $2^1/_2$ Tage je Geschoß, gegenüber 5 Arbeitstagen, die festgelegt waren, ergibt.

Die Deckenträger im Seitenflügel und an den Giebeln waren auf dem Mauerwerk zu verlegen, was erst nach Aufstellung des Stahlskeletts erfolgen konnte. Wie schon früher, so hat man auch hier wieder die Erfahrung gemacht, daß es im Interesse aller Beteiligten liegt, wenn das Stahlskelett als geschlossenes Tragsystem vorgesehen wird, so daß keine Träger auf dem Mauerwerk auflagern. Eine Ersparnis durch Weglassen solcher verhältnismäßig nebensächlicher Stahlbauteile wird hierbei nicht erzielt, vielmehr werden hierdurch die Montage- und teilweise auch die übrigen Bauarbeiten vielfach verteuert.

Während der Montage, bis zum Abnieten und bis zum Verkeilen der Außenstützen mit den Unterzügen waren zwischen den Mittelstützen in jedem Geschoß Verstrebungen zum Ausrichten und zur Erhöhung der Standsicherheit angeordnet. Nach Fertigstellung wurden diese Verbände wieder ausgebaut. — Abb. 7 zeigt den Gesamtbau nach Fertigstellung.

2. Kurze Bauzeit für ein Stahlskelett. (Meierei der „Produktion“ Hamburg.) Für eine neu zu errichtende moderne Meierei der „Produktion“ in Hamburg wurde ein Skelettbau als tragendes Gerippe verwendet. Die konstruktive Ausbildung des 48,84 m langen und 23 m breiten Neubaues ist aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen. Er besteht aus Keller-, Erd- und einem Obergeschoß. Das Dach ist als Holzpappdach mit Tekton-Unterdecke ausgeführt, die Decke über dem Erdgeschoß in Eisenbeton zwischen einem Stahlträgergerippe mit Klinkerbelag, Schutzschicht und einer Tekton-Unterdecke. Bei der gleichartig ausgeführten Decke über dem Keller fehlt jedoch die Tekton-Unterdecke.

Abb. 1. Querschnitt (Schnitt a—a).

Abb. 2. Grundriß.

Abb. 3. Baustelle am 21. Juli 1930.

Abb. 4. Beendigung der Montage am 4. August 1930.

Die Nutzlasten betrugen 500 kg/m² für die Decke über dem Kellergeschoß und 750 kg/m² für die Decke über dem Erdgeschoß, da hier auf schwere zur Aufstellung gelangende Maschinen Rücksicht zu nehmen war. In beiden Decken sind weitgespannte Deckenplatten vermieden und zwischen den Unterzügen besondere Stahldeckenträger in 2,2 m Größtabstand angeordnet. Die Eigengewichte ergaben sich zu 110 kg/m² für das Dach und 590 kg/m² für die Decke über dem Erdgeschoß. — Zur Erleichterung des Warenverkehrs hat man für den Eisenbahnanschluß und den Lastwagenverkehr das Gebäude mit rundherum laufenden Rampen, die durch schräg nach oben auskragende Vordächer geschützt werden, versehen.

Im Hinblick auf die schweren massiven Deckenplatten, die vielen hintereinanderstehenden Stützen und die in die Außenstützen fest eingespannten Unterzüge konnte von einem besonderen Nachweis für die Ableitung des Winddruckes auf Keller- und Erdgeschoßdecke abgesehen werden. Zur Aufnahme des Winddruckes auf das 1. Obergeschoß wurden die Innenstützen und die Dachträger portalartig verbunden, während die Wandstützen als Pendelstützen wirken.

Der Auftrag wurde am 20. Juni 1930 erteilt mit der Maßgabe, daß das Stahlskelett am 6. August 1930 fertig montiert sein sollte. Eine Genehmigung der Baupläne lag noch nicht vor, auch die statische Berechnung mußte noch angefertigt werden. — Die Fundamente sollten am 10. Juli 1930 für den Beginn der Montage freigegeben werden, sie wurden jedoch erst am 18. Juli 1930 zur Verfügung gestellt. Am 21. Juli 1930 wurde mit der Montage begonnen (Abb. 3). Am 7. August 1930 war die Montage beendet (Abb. 4). Demnach wurde das Stahlskelett, insgesamt 280 t, in 16 Arbeitstagen erstellt, und die achttägige Verzögerung bei der Fertigstellung der Fundamente wurde beim Aufstellen des Stahlskeletts bis auf einen Tag wieder eingeholt. Abb. 5 veranschaulicht das fertige Gebäude.

Die „Produktion“ hatte einen engeren Wettbewerb ausgeschrieben, auf Grund dessen die Architekten H. Distel und A. Grubitz mit der Planung und Bauleitung beauftragt wurden.

Die Ingenieurarbeiten für die Ausschreibung lagen in den Händen des Ziv.-Ing. Rudolf Eller. — Die statische Berechnung und die Ausführung des Stahlskeletts war der Firma Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg, übertragen.

Oberingenieur Karl Maul.

Abb. 5. Meierei der „Produktion“ Hamburg.

Errichtung des Empire State-Gebäudes in New York[1]. In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 8, vom 21. August, S. 280, wird über die Errichtung des Stahlskelettes des Empire State-Gebäudes in New York ein eingehender Bericht gegeben. — Die gesamte Stahlkonstruktion, deren Montage im April 1930 begann, umfaßt etwa 57 000 t bei einer Gebäudehöhe von rd. 317 m und 85 Stockwerken. Demgegenüber haben das Chrysler-Haus nur 21 000 t und das 70 Stockwerke hohe Manhattan Company-Gebäude nur 18 500 t Stahlkonstruktion. Auch das in Chicago erbaute Merchandise Mart-Haus, das bisher als größtes Gebäude der Welt galt, enthält nur 38 000 t Stahlkonstruktion. — Wegen der Dringlichkeit der Ausführung und wegen der erforderlichen großen Mengen von Baustahl wurden zwei Firmen mit der Herstellung betraut, und zwar die Mc Clintic-Marshall Co. und die American Bridge Co., die abwechselnd übereinanderliegende Bauabschnitte zu beliefern haben. Die diesen beiden Firmen übertragenen Abschnitte sind in Abbild. 1 mit *A* bzw. *M* bezeichnet. Der Stahl wird zunächst auf Schiffen nach einem in Bayonne, N. J., gelegenen Vorratsplatze angeliefert und von dort nach Bedarf zur Baustelle abgerufen, wo er wegen Platzmangels unmittelbar eingebaut werden muß.

Abb. 1. Montage-Übersichtsplan.

Von den neun Kranen, die für die Montage der unteren Teile des Bauwerks vorgesehen waren, hatten vier 20 t Tragfähigkeit, die übrigen fünf 30 bis 50 t, um die bis zu 44 t schweren Stützenteile unter dem hoch hinauf reichenden Gebäudeteil aufstellen zu können.

Bis zum August 1930 waren bereits etwa 80 % der gesamten Stahlkonstruktion aufgestellt und damit das 50. Stockwerk erreicht. Die Stellung der Krane ist aus der Übersichtsskizze (Abb. 1) ersichtlich. Die Kranwinden sind elektrisch angetrieben und mit besonderen Bremsvorrichtungen ausgerüstet, die bei Störungen oder falscher Bedienung selbsttätig zu wirken beginnen.

Abb. 2 zeigt einen Blick aufwärts auf die bis zum 42. Stockwerk errichtete Stahlkonstruktion und auf die Gerüste zur Anbringung der Wandverkleidungen.

Bis zur 6. Stockwerkdecke wurden die einzelnen Montagestücke unmittelbar vom Straßenwagen mittels der Krane hochgezogen. Oberhalb des ersten Rücksprunges des Gebäudes waren jedoch die Ausleger nicht mehr lang genug, so daß auf dem Vorsprung Zwischenkrane zur Förderung notwendig wurden. Da sich ferner das Aufziehen der Montageteile über 30 Stockwerke hinaus nicht mehr als zweckmäßig erwies, errichtete man an der 34. Straße in der Mitte des Gebäudes in Höhe der 30. Stockwerkdecke eine auskragende Plattform, die für einen Aufzugkran bis zur Ausführung des 46. Stockes benutzt wurde (Abb. 3).

An der 33. Straße wurden an den Ecken des Gebäudes je ein Zwischenkran in Höhe der 25. Stockwerkdecke errichtet, die nach Fertigstellung des 56. Stockwerks auf eine auskragende Plattform des 52. Stockes versetzt wurden (Abb. 1). Über diese beiden Aufzugkrane wurden später alle Konstruktionsstücke für den oberen Teil des Gebäudes geleitet. — Anfangs wurden wöchentlich etwa vier Trägerlagen, später täglich eine verlegt, wobei in den unteren Stockwerken das Verschieben der Krane und der zugehörigen Aufzugmaschine einen wesentlichen Anteil des Zeitverbrauches einnahmen.

[1] Wir bringen diesen Bericht als Ergänzung des Beitrages über das gleiche Bauwerk in Heft 26, 1930. Die Schriftleitung.

Bis zur 20. Deckenträgerlage waren etwa 250 Arbeiter täglich beschäftigt. Die Nietarbeit wurde zur Zeit des Berichtes von 16 Kolonnen besorgt, von denen jede sich aus vier Facharbeitern und zwei Gehilfen zusammensetzte. Jeder Montagekran wurde von neun Mann bedient. Vier oder fünf davon waren unten beim Vertauen der Lasten beschäftigt,

Abb. 2. Blick nach dem 42. Stock.

während die übrigen sich auf der Plattform als Signalleute, Schreiber usw. zu betätigen hatten.

Auf der Spitze des Gebäudes beabsichtigt man später einen Luftschiffankermast und eine Beobachtungsplattform zu errichten, zu deren Montage noch besondere Vorkehrungen erforderlich werden.

Abb. 3. Auskragende Plattform für den Aufzugkran.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion des Empire State-Gebäudes wird von Post & Mc Cord, New York City, mit Andrew Morrison als Unternehmer ausgeführt. Die Architekten sind Shreve, Lamb & Harmon. Alfred E. Smith, vormals Gouverneur des Staates New York, ist Präsident des Empire State, Inc., und Eigentümer des Bauwerkes. Zs.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 12. Juni 1931 | Heft 12

Die Dresdener Versuche der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Deutschen Stahlbau-Verbandes mit geschweißten Stahlkonstruktions-Verbindungen.

Von Dr.-Ing. ehr. **Hans Schmuckler**, Berlin-Frohnau.

Zusammenfassende Vorbemerkung:

Mit der zunehmenden Verwendung der Schweißtechnik im Stahlbau gewinnt die Frage nach der Sicherheit geschweißter Stahlverbindungen erhöhte Bedeutung. Diese ist in erster Linie bedingt durch eine gute Ausbildung der Schweißer, die richtige Wahl der Schweißmaschine, der Stromstärke, Stromspannung und der Elektroden sowie durch eine sachgemäße Anordnung der Schweißnähte.

Das Gefühl der Sicherheit geschweißter Stahlbauten wird erhöht durch Versuche.

Eine Reihe von Versuchen mit geschweißten Stoßverbindungen, die im Auftrage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Deutschen Stahlbau-Verbandes im Materialprüfungsamt Dresden durchgeführt worden sind, werden im folgenden beschrieben und damit Rückschlüsse auf die Berechnung von Schweißverbindungen gezogen. Die nachfolgenden Ausführungen wollen in erster Linie vom Standpunkt des Statikers und Konstrukteurs gewertet werden.

Eine eingehende wissenschaftliche Bearbeitung der Versuche von Prof. Dr. Gehler wird in Kürze in der gleichen Zeitschrift erscheinen.

Mit dem Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 10. Juli 1930 ist die Schweißtechnik für Stahlbauten in Preußen allgemein zugelassen. Dieser Erlaß stützt sich auf die vom Fachausschuß für Schweißtechnik beim V.D.I. im Herbst 1929 bearbeiteten und im Januar 1930 veröffentlichten Richtlinien[1]) und gibt sowohl dem entwerfenden Ingenieur als auch dem prüfenden Baupolizeibeamten einen Anhalt für Entwurf, Ausführung und Prüfung von geschweißten Stahlkonstruktionen.

Schon bei der Veröffentlichung der „Richtlinien" wurde es als ein Mangel empfunden, daß eine ausreichende Berechnungs-Theorie nicht beigefügt werden konnte, denn die Richtlinien enthalten in dieser Hinsicht nichts als die allgemeine Formel für die Berechnung von Schweißnähten.

In den neuen „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten"[2]) ist an Stelle des bisherigen σ_{zul} für die Berechnung von Schweißnähten die Bezeichnung ϱ_{zul} gewählt, so daß die Formel zur Berechnung geschweißter Stabanschlüsse lautet:

Formel I: $$P = \Sigma\, l\, a\, \varrho_{zul},$$

worin P die am Anschluß wirkende Kraft, l die Nettolänge der Schweißnähte (also ohne Endkrater), a die Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks der Naht und ϱ_{zul} die zulässige Beanspruchung derselben bedeuten. Dabei ist ϱ_{zul} verschieden für Zug, Schub und Druck, und zwar ist nach den alten Richtlinien:

$$\varrho_{Zug\,zul} = 0{,}850 \text{ t/cm}^2$$
$$\varrho_{Druck\,zul} = 1{,}100 \text{ „}$$
$$\varrho_{Schub\,zul} = 0{,}750 \text{ „},$$

nach dem Ministerialerlaß vom 10. Juli 1930 und den „Vorschriften":

	bei:	$\sigma_{zul} = 1{,}200$	$= 1{,}400$	$= 1{,}600$ t/cm²	für den Urstoff
$0{,}6\ \sigma_{zul} =$	$\varrho_{Zug} =$ *)	0,720	0,840	0,960	für die Schweiße
$0{,}75\ \sigma_{zul} =$	$\varrho_{Druck} =$	0,900	1,050	1,200	„ „ „
$0{,}5\ \sigma_{zul} =$	$\varrho_{Schub} =$	0,600	0,700	0,800	„ „ „

*) $\varrho_{Biegung} = \varrho_{Zug}$.

Die stark voneinander abweichenden Beanspruchungen der Schweißnaht auf Zug, Druck bzw. Schub bringen bei Anschlüssen mit zusammengesetzter Beanspruchung gewisse Schwierigkeiten der Berechnung mit sich.

Da es eine genaue Berechnungsart für derartige Schweißverbindungen noch nicht gibt, so muß man sich vorläufig mit Näherungsberechnungen behelfen. Die Angaben in den „Richtlinien", im „Erlaß" und in den „Vorschriften" bezüglich der Biegungsbeanspruchung sind nicht etwa dahin zu verstehen, als gelten diese für auf Biegung beanspruchte Nähte. Sie beziehen sich vielmehr auf Konstruktionen, die auf Biegung beansprucht und deren Anschlüsse mittels Schweißnähten hergestellt sind. Dabei setzt sich aber die Beanspruchung der Schweißnähte um in Zug bzw. Druck und gegebenenfalls Schub. Die Schweißnähte selbst sollen grundsätzlich nicht auf Biegung, sondern nur auf Zug, Druck oder Schub beansprucht werden.

Alle Arten von Kehlnähten, seien sie Flanken- oder Stirnnähte, sind nach den Vorschriften stets mit ϱ_{Schub} zu berechnen.

Bei einem geschweißten Anschluß nach Abb. 1 genügt es vorderhand, die erforderliche Gesamtnahtlänge „l" aus Formel I

Abb. 1.

Abb. 2.

y = Scheitel der Naht
δa = Überhöhung d. Naht (bei d. Berechnung nicht zu berücksichtigen!)
Fläche zwischen x, y, z = Einbrand

Abb. 3.

(z. B. bei einer Materialgrundspannung von 1,200 t/cm² mit der zulässigen Schubspannung 0,600 t/cm²) zu ermitteln und $l = l_1 + l_2 + l_3$ zu setzen.

Bei dem Anschluß eines Winkelprofils an ein Knotenblech nach Abb. 2 ist zu beachten, daß die Schwerlinie des anzuschweißenden Stabes mit derjenigen der Schweißverbindung zusammenfällt, daß also (zunächst unter Vernachlässigung von l_3) sein muß:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{x_2}{x_1}.$$

Schließlich ist aber wiederum

$$l = l_1 + l_2 + l_3$$

aus Formel I zu bestimmen. Den Querschnitt einer Schweißnaht zeigt Abb. 3.

Bei Anschlüssen, die auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht werden und bei denen alle drei Beanspruchungsarten:

Zug, Druck (bzw. Biegung) und Schub

gleichzeitig auftreten, läßt diese wichtige statische Aufgabe sich vorläufig noch nicht einwandfrei lösen. Zur Beurteilung der Kräftewirkung in solchen Anschlüssen ist man auf den Versuch angewiesen.

Es ist deshalb besonders dankenswert, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft und der Deutsche Stahlbau-Verband Berlin die Mittel für zunächst 24 Versuche zur Verfügung gestellt haben, deren Ergebnis in der Tabelle I zusammengestellt ist.

[1]) Z. d. V d I. 1930, Heft 1, Stahlbau 1930, Heft 9 u. 20.
[2]) Normblatt DIN 4100. Heftausgabe Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

Tabelle I.

Lfd. Nr.	Fall	Probekörper	Gemessener Schweißquerschnitt ohne Kraterenden	Spalte A – mit den am Versuchskörper festgestellten Nahtabmessungen: Trägheitsmoment J_x cm^4	Widerstandsmoment W_x cm^3	Fläche der Schweißen F' cm^2	Errechnete Bruchlast nach Formel II P_R' in t ($\varrho_{Bruch} = 3,0$ t/cm² angenommen)	Bruchlast in der Prüfmaschine P_M in t	ϱ'_{Bruch} ermittelt aus P_M u. P_R'; ϱ' errechnet nach: $\varrho'_{Br} = \frac{P_M}{P_R'} \cdot 3,000$ t/cm²	Spalte B – mit den Nahtabmessungen gemäß Werkzeichnung und statischer Berechnung (Sollabmessungen): P_R'' (errechnet) t	$\varrho'' = \frac{P_M}{P_R''} \cdot 3,000$ t/cm²
1	I_{a_1}	Nahtabmessungen: $a = 6$ mm, $l_n = 192$ mm (am Bruchquerschnitt)		$J_x' = 2 \cdot 0,6 \cdot 19,2 \cdot 10,3^2 = 2440$ cm⁴	$\frac{2440}{10,6} = 231$ cm³	$2 \cdot 0,6 \cdot 19,2 = 23,0$ cm²	$\varrho_{Bruch} = 3,000$ t/cm² $= \sqrt{\left(\frac{M}{W_x}\right)^2 + \left(\frac{P_R}{F'}\right)^2}$; $3,000 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{231}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{23,0}\right)^2}$; $P_R' = 28,3$ t	23,0	2,97	26,4	3,18
2	I_{a_2}	Figur wie I_{a_1}. Nahtabmessungen: $a = 7$ mm, $l_n = 194$ mm (am Bruchquerschnitt)		$J_x' = 2 \cdot 0,7 \cdot 19,4 \cdot 10,35^2 = 2920$ cm⁴	$\frac{2920}{10,7} = 272$ cm³	$2 \cdot 0,7 \cdot 19,4 = 27,1$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{272}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{27,1}\right)^2}$; $P_R' = 33,0$ t	31,4	2,86	26,4	3,66
3	I_{b_1}	Nahtabmessungen: Naht I: $a = 6,5$ mm, $l_n = 195$; Naht II: $a = 6,3$ mm, $l_n = 2 \cdot 69$ (am Bruchquerschnitt)		$J_x' = 2 \cdot (19,5 \cdot 0,65 \cdot 10,33^2 + 13,8 \cdot 0,63 \cdot 8,08^2) = 2 \cdot (1360 + 570) = 3860$ cm⁴	$\frac{3860}{10,65} = 362$ cm³	$2 \cdot (19,5 \cdot 0,65 + 13,8 \cdot 0,63) = 42,8$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{362}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{42,8}\right)^2}$; $P_R' = 45,5$ t	33,8	2,23	38,2	2,66
4	I_{b_2}	Nahtabmessungen: Naht I: $a = 7,1$ mm, $l_n = 195$; Naht II: $a = 7,1$ mm, $l_n = 2 \cdot 80$ (am Bruchquerschnitt). Figur wie I_{b_1}		$J_x' = 2 \cdot (19,4 \cdot 0,71 \cdot 10,35^2 + 16,0 \cdot 0,71 \cdot 8,05^2) = 2 \cdot (1480 + 740) = 4440$ cm⁴	$\frac{4440}{10,71} = 414$ cm³	$2 \cdot (19,4 \cdot 0,71 + 16,0 \cdot 0,71) = 50,30$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{414}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{50,3}\right)^2}$; $P_R' = 52,0$ t	36,15	2,09	38,2	2,83
5	I_{c_1}	Nahtabmessungen: Naht I: $a = 6,9$ mm, $l_n = 194$; Naht II: $a = 6,3$ mm, $l_n = 130$ (am Bruchquerschnitt)		$J_x' = \frac{1,26 \cdot 13,0^3}{12} + 2 \cdot 19,4 \cdot 0,69 \cdot 10,34^2 = 231 + 2869 = 3100$ cm⁴	$\frac{3100}{10,69} = 290$ cm³	$2 \cdot 19,4 \cdot 0,69 + 1,26 \cdot 13,0 = 43,3$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{290}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{43,3}\right)^2}$; $P_R' = 37,1$ t	38,2	3,09	30,9	3,70
6	I_{c_2}	Figur wie I_{c_1}. Nahtabmessungen: Naht I: $a = 6,7$ mm, $l_n = 194$; Naht II: $a = 6,3$ mm, $l_n = 127$ (am Bruchquerschnitt)		$J_x = \frac{1,26 \cdot 12,7^3}{12} + 2 \cdot 19,4 \cdot 0,67 \cdot 10,33^2 = 215 + 2780 = 2995$ cm⁴	$\frac{2995}{10,67} = 281$ cm³	$2 \cdot 19,4 \cdot 0,67 + 1,26 \cdot 12,7 = 42,0$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{281}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{42,0}\right)^2}$; $P_R' = 36,0$ t	38,0	3,17	30,9	3,69
7	I_{d_1}	Nahtabmessungen: Naht I: $a = 6,7$ mm, $l_n = 45$ (am Bruchquerschnitt)		$J_x = \frac{4 \cdot 0,67 \cdot 4,5^3}{12} + 4 \cdot 0,67 \cdot 4,5 \cdot 12,22^2 = 20,5 + 1802,5 = 1823$ cm⁴	$\frac{1823}{14,5} = 126$ cm³	$4 \cdot 0,67 \cdot 4,5 = 12,1$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{126}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{12,1}\right)^2}$; $P_R' = 15,25$ t	14,5	2,85	15,4	2,82
8	I_{d_2}	Nahtabmessungen: Naht I: $a = 6,5$ mm, $l_n = 45$ (am Bruchquerschnitt)		$J_x = \frac{4 \cdot 0,65 \cdot 4,5^3}{12} + 4 \cdot 4,5 \cdot 0,65 \cdot 12,22^2 = 19,8 + 1750,2 = 1770$ cm⁴	$\frac{1770}{14,5} = 122$ cm³	$4 \cdot 0,65 \cdot 4,5 = 11,7$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 22,5}{122}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{11,7}\right)^2}$; $P_R' = 14,75$ t	17,7	3,6	15,4	3,44
9	II_{a_1}	$a = 0,3$; $a = 0,6$; 2 Bolzen 1⅜"; $a = 0,6$ cm		$J_{\beta-\beta} = 19,0 \cdot 0,6 (15,4^2 + 13,6^2) + 12,0 \cdot 0,3 \cdot 10,8^2 + \frac{1,2 \cdot 15,0^3}{12} + 1,2 \cdot 15,0 \cdot 0,9^2 = 4825 + 420 + 338 + 15 = 5600$ cm⁴	$\frac{5600}{15,7} = 357$ cm³	$2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 + 12,0 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 15,0 = 44,4$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 30,0}{357}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{44,4}\right)^2}$; $P_R' = 34,5$ t	55,85	4,85	32,2	5,20
10	II_{a_2}			$J_{\beta-\beta} = 2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 \cdot 14,45^2 + \frac{1,2 \cdot 15,5^3}{12} = 4760 + 362 = 5122$ cm⁴	$\frac{5122}{14,75} = 347$ cm³	$2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 15,5 = 41,4$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 30,0}{347}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{41,4}\right)^2}$; $P_R' = 33,4$ t	54,9	4,92	32,2	5,10
11	II_{b_1}	2 Bolzen 1⅜"		$J_x' = 2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 \cdot 14,45^2 + \frac{1,2 \cdot 13,0^3}{12} = 4760 + 220 = 4980$ cm⁴	$\frac{4980}{14,75} = 338$ cm³	$2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 13,0 = 38,4$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 30,0}{338}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{38,4}\right)^2}$; $P_R' = 32,4$ t	34,7	3,21	32,2	3,22
12	II_{b_2}			J_x wie II_{a_1}, jedoch: $5600 - \left[\frac{1,2}{12}(15,0^3 - 13,0^3)\right] = 5600 - 118 = 5482$ cm⁴	$\frac{5482}{15,7} = 349$ cm³	$2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 + 12,0 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 13,0 = 42$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 30,0}{349}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{42,0}\right)^2}$; $P_R' = 33,7$ t	40,6	3,61	32,2	3,78
13	$II_{b_1'}$	Figur wie II_{b_1}, nur innere Ecke so		J_x wie II_{b_1}, jedoch: $4980 - \left[\frac{1,2}{12}(13,0^3 - 11,5^3)\right] = 4980 - 68 = 4912$ cm⁴	$\frac{4912}{14,75} = 333$ cm³	$2 \cdot 19,0 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 11,5 = 36,6$ cm²	$3,0 = \sqrt{\left(\frac{P_R' \cdot 30,0}{333}\right)^2 + \left(\frac{P_R'}{36,6}\right)^2}$; $P_R' = 31,9$ t	30,15	2,84	32,2	2,80

Da die Probekörper zum Teil, mit Rücksicht auf die Einspannung in der Maschine, doppelt ausgeführt werden mußten, so sind die nicht zu Bruch gegangenen Versuchskörper eine Kontrolle für die Richtigkeit der gezogenen Schlüsse. Allgemein ist zu den Versuchen folgendes zu sagen:

Die in der Tabelle I enthaltene Bruchlast P_R ist errechnet unter Annahme einer Bruchbeanspruchung der Schweiße von $\varrho_{Br.} = 3,000$ t/cm²; die in der Prüfmaschine erreichte Bruchlast P_M ist im allgemeinen größer als P_R.

Die Tabelle zeigt die Gegenüberstellung der Ergebnisse einmal unter Zugrundelegung der Schweißnahtabmessungen, wie sie in den Werkzeichnungen vorgeschrieben waren und nach bestem Können vom Schweißer auch ausgeführt wurden (Spalte B). Geht man aber bei der Errechnung der Bruchlast P_R von den wirklichen Bruchflächen der Schweißnähte, wie sie an den zerstörten Probekörpern im Materialprüfungsamt Dresden gemessen wurden, aus, so ist das Ergebnis zum Teil wesentlich anders (Spalte A).

Tabelle I (Fortsetzung).

			Spalte A mit den am Versuchskörper festgestellten Nahtabmessungen							Spalte B mit den Nahtabmessungen gemäß Werkzeichnung und statischer Berechnung (Sollabmessungen)	
Lfd. Nr.	Fall	Probekörper	Gemessener Schweißquerschnitt ohne Kraterenden	Trägheitsmoment J_x cm⁴	Widerstandsmoment W_x cm³	Fläche der Schweißen F' cm²	Errechnete Bruchlast nach Formel II P_R' in t ($\varrho_{Bruch} = 3,0$ t/cm² angenommen)	Bruchlast in der Prüfmaschine P_H in t	ϱ'_{Bruch} ermittelt aus P_H u. P_R', ϱ' errechnet nach: $\varrho'_{Br} = \frac{P_H}{P_R'} \cdot 3,000$ in t/cm²	P_R'' (errechnet) t	$\varrho'' = \frac{P_H}{P_R''} \cdot 3,000$ t/cm²
14	II_{c_1}	Nur bei II_{c_2}		$J_{\alpha-\alpha} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 16,0^3}{12} + 4 \cdot 1,0 \cdot 22,0 \cdot 10,5^2 = 478 + 9722 = 10200$ cm⁴; $J_{(\beta-\beta)} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 23,0^3}{12} + 4 \cdot 1,0 \cdot 22,0 \cdot 14,65^2 = 1420 + 18960 = 20380$ cm⁴	$W_{\alpha-\alpha} = \frac{10200}{11,0} = 928$ cm³; $W_{(\beta-\beta)} = \frac{20380}{15,15} = 1345$ cm³	—; —	$P'_{\alpha-\alpha} = \frac{928 \cdot 3,0}{30,0} = 92,8$ t; $P'_{\beta-\beta} = \frac{1345 \cdot 3,0}{30,0} = 134,5$ t	76,0; 76,0	Grundmaterial zerstört, ohne daß die Schweiße deformiert worden ist	92,8; 134,5	—; —
15	II_{c_2}	Figur wie II_{c_1}, jedoch mit Eckblechen 12 mm st.	wie II_{c_1}				$P'_{\alpha-\alpha} = 92,8$ t; $P'_{\beta-\beta} = 134,5$ t	93,1; 93,1		92,8; 134,5	—; —
16	II_{d_1}			$J_{\alpha-\alpha} = \frac{2 \cdot 0,84 \cdot 12,0^3}{12} + 4 \cdot 0,91 \cdot 13,0 \cdot 5,15^2 + 4 \cdot 1,05 \cdot 13,0 \cdot 7,9^2 = 240 + 1560 + 3320 = 5120$ cm⁴; $J_{\beta-\beta} = \frac{2 \cdot 0,84 \cdot 17,0^3}{12} + 4 \cdot 0,91 \cdot 13,0 \cdot 8,15^2 + 4 \cdot 1,05 \cdot 13,0 \cdot 11,3^2 = 690 + 3160 + 6950 = 10800$ cm⁴	$W_{\alpha-\alpha} = \frac{5120}{8,4} = 608$ cm³; $W_{\beta-\beta} = \frac{10800}{11,8} = 915$ cm³	—; —	$P'_{\alpha-\alpha} = \frac{608 \cdot 3,0}{30,0} = 60,8$ t; $P'_{\beta-\beta} = \frac{915 \cdot 3,0}{30,0} = 91,5$ t	34,5; 34,5		60,8; 91,5	—; —
17	II_{d_2}	Figur wie II_{d_1}	wie II_{d_1}				$P'_{\alpha-\alpha} = 60,8$ t; $P'_{\beta-\beta} = 91,5$ t	45,5; 45,5		60,8; 91,5	—; —
18	III_a	V-Naht; X-Naht		$J_{Schweiße} < J_{Profil}$	—	$4 \cdot 5,5 \cdot 1,6 + 1,0 \cdot 6,0 = 35,2 + 6,0 = 41,2$ cm² ($< F_{Profil}$)	$P_R' = 41,2 \cdot 3,0 = 123,6$ t (auf Druck)	189,9	4,6	91,8	6,20
19	III_{b_1}			—	—	$8 \cdot 4,5 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,5 \cdot 5,5 = 28,8 + 5,5 = 34,3$ cm² ($< F_{Profil}$)	$P_R' = 34,3 \cdot 3,0 = \sim 103,0$ t (auf Druck)	178,5	5,2	91,8	5,82
20	III_{b_2}	Figur wie III_{b_1}		—	—	$8 \cdot 4,5 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,5 \cdot 5,0 = 33,8$ cm²	$P_R' = 33,8 \cdot 3,0 = 101,4$ t (auf Druck)	180,4	5,34	91,8	5,90
21	IV_a	V-Naht; X-Naht		5950 cm⁴	595 cm³	82,7 cm²	$P_R' = \frac{595 \cdot 3,0 \cdot 2}{100} = 35,8$ t	38,3	3,22	35,8	3,20
22	IV_{b_1}			$J_x = \frac{1,0 \cdot 9,0^3}{12} + 2 \cdot 19,0 \cdot 0,78 \cdot 10,39^2 + 2 \cdot 17,0 \cdot 0,78 \cdot 8,01^2 = 60,5 + 3200 + 1710,5 = 4971$ cm⁴	$\frac{4971}{10,78} = 462$ cm³	$(2 \cdot 19,0 + 2 \cdot 17,0) \cdot 0,78 + 1,0 \cdot 9,0 = 56,2 + 9,0 = 65,2$ cm²	$P_R' = \frac{462 \cdot 3,0 \cdot 2}{100} = 27,8$ t	33,4	3,6	25,8	3,85
23	IV_{b_2}	Figur wie IV_{b_1}		$J_x = \frac{1,0 \cdot 9,5^3}{12} + 2 \cdot 19,0 \cdot 0,75 \cdot 10,37^2 + 2 \cdot 17,0 \cdot 0,75 \cdot 8,02^2 = 71,5 + 3060 + 1640,5 = 4772$ cm⁴	$\frac{4772}{10,75} = 443$ cm³	$(2 \cdot 19,0 + 2 \cdot 17,0) \cdot 0,75 + 1,0 \cdot 9,5 = 54,0 + 9,5 = 63,5$ cm²	$P_R' = \frac{443 \cdot 3,0 \cdot 2}{100} = 26,6$ t	30,2	3,41	25,8	3,50
24	II_f			Stoßmaterial: $J_{\alpha-\alpha} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 14,0^3}{12} + 2 \cdot 15,4 \cdot 1,6 \cdot 10,8^2 = 366 + 5784 = 6150$ cm⁴; $J_{\beta-\beta} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 19,8^3}{12} + 2 \cdot 15,4 \cdot 1,6 \cdot 14,95^2 = 1018 + 11092 = 12110$ cm⁴	$W_{\alpha-\alpha} = \frac{6150}{11,6} = 531$ cm³; $W_{\beta-\beta} = \frac{12110}{15,75} = 770$ cm³	—; —	$P'_{R\alpha-\alpha} = \frac{531 \cdot 3,8}{30,0} = 67,0$ t; $P'_{R\beta-\beta} = \frac{770 \cdot 3,8}{30,0} = 97,5$ t	74,0; 74,0	4,2; 2,28	—; —	—; —

Man ersieht aus dem Vergleich der Spalten A und B der Tabelle I, wie wichtig es ist, die wirklichen Schweißnaht-Querschnitte genau festzustellen.

Ein nennenswerter Unterschied in den Ergebnissen rührt auch davon her, daß in den Werkzeichnungen nach den „Richtlinien" die Endkrater mit 1 cm Länge angegeben wurden, während die Messungen an den zerstörten Versuchskörpern nur Kraterlängen von etwa 0,5 cm ergaben, wie auch in den neuen „Vorschriften" aufgenommen.

Das Ergebnis der Versuche soll zunächst für die Praxis gezogen werden; es ist schon deshalb nicht genau, weil bei den meisten Versuchen die Verformungen so groß wurden, daß das Hookesche Gesetz keine Gültigkeit mehr hat. Wie eingangs schon erwähnt, soll eine eingehendere wissenschaftliche Behandlung von Prof. Dr. Gehler in einem späteren Aufsatze folgen. — Die Dresdener Versuche zeigten, daß Schweißverbindungen gegenüber Niet- und Schraubenverbindungen eine größere Steifigkeit besitzen und eine nicht unerhebliche Ersparnis an Material und Arbeit für die Anschlüsse ermöglichen.

Die Versuche gliedern sich in vier Gruppen:

Versuchsreihe I:

Biegungsfeste Anschlüsse von Trägern an Stützen.

Versuchsreihe II:

Rechtwinklige Steifrahmen-Ecken mit verschiedenen Stoßdeckungen.

Versuchsreihe III:

Druck- bzw. Knickstäbe mit Schweißverbindungen in Stabmitte.

Versuchsreihe IV:

Auf Biegung beanspruchte Träger mit geschweißten Stoßverbindungen in der Mitte.

Bei sämtlichen Versuchen wurde S.-M.-Stahl in Handelsgüte, und zwar für die Träger vom Peiner Walzwerk und für die Laschen von den Mitteldeutschen Stahlwerken verwendet. Das Material ist durch Entnahme von Probestäben im Materialprüfungsamt Dresden geprüft worden.

Es wurde festgestellt:

$$\sigma_{Br.} = 4,16 \div 4,8 \text{ t/cm}^2,$$
$$\sigma_Q = 2,48 \div 2,98 \;\; \text{„ ,}$$
$$\sigma_\delta = 22 \div 31,5\,\% \;\; \text{,}$$
$$\psi = 46,8 \div 63,8\,\%.$$

Als Schweißstäbe wurden für alle Schweißungen nackte Elektroden der Gutehoffnungshütte verwendet.

Die Bearbeitung der einzelnen Konstruktionsteile erfolgte in den Werkstätten von Breest & Co., Berlin, die Schweißarbeit in den Schweißlehrwerkstätten des Reichsbahn-Ausbesserungswerkes Wittenberge unter Leitung von Prof. Bardtke und Reichsbahnrat Kautner. Die Versuche im Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden wurden von Prof. Dr. Gehler und Baurat Dr. Findeisen unter Beteiligung von Oberbaurat Füchsel und dem Verfasser durchgeführt.

Versuchsreihe I:

Biegungsfeste Anschlüsse von Trägern an Stützen.

Die Versuchsanordnung in der Maschine zeigt Abb. 4.

Der Knotenpunkt ist mit Kalkmilch gestrichen, um die Fließfiguren erkennbar zu machen. Der Anschluß ist achs-symmetrisch, indem auf beiden Seiten der Stütze aus IP 22 je ein IP 20 stumpf angeschlossen wurde.

Die Schweißverbindung ist in verschiedener Form erfolgt, und zwar:

Bei Versuch Ia_1 und Ia_2: durch zwei äußere Flanschkehlnähte,
„ „ Ib_1 „ Ib_2: durch zwei äußere und zwei innere Flanschkehlnähte,
„ „ Ic_1 „ Ic_2: durch zwei äußere Flanschkehlnähte und zwei Stegkehlnähte,
„ „ Id_1 „ Id_2: durch obere und untere Flanschwinkel, welche sowohl mit dem IP 20 als auch mit der Stütze IP 22 durch Kehlnähte verbunden sind.

Versuche Ia_1 und Ia_2.

Die Berechnung für die Schweißverbindung erfolgte nach Tabelle I.

In Spalte B sind bei der Errechnung von P_R'' die Abmessungen der Nähte entsprechend den Werkzeichnungen eingesetzt, wobei die Länge der Endkrater mit je 1,0 cm (im allgemeinen zu groß) angenommen wurde. In Spalte A wurde die rechnerische Bruchlast P_R'' mit den wirklichen Bruchflächen der Schweißnähte ermittelt.

Nach Abb. 5 ist mit den Nahtabmessungen der Werkzeichnungen das Trägheitsmoment der Schweißnähte:

$$J_x' = 2 \cdot 18{,}0 \cdot 0{,}6 \cdot 10{,}3^2 = 2290 \text{ cm}^4$$

(wobei „a" in der Ebene $\alpha - \alpha$ umgeklappt wurde); daraus:

$$W_x' = \frac{2290}{10{,}6} = 217 \text{ cm}^3.$$

Der Querschnitt der Nähte ist:

$$F' = 2 \cdot 18{,}0 \cdot 0{,}6 = 21{,}6 \text{ cm}^2.$$

Abb. 4. Versuchsreihe I. Versuchsanordnung in der Prüfmaschine.

Abb. 5. Biegungsfester Anschluß eines I P 20 an eine Stütze aus I P 22. (Versuch Ia_1 [Ia_2]).
Nahtabmessungen nach der Werkzeichnung; Sollmaße.

Demgegenüber ergeben sich nach Tabelle I mit den wirklichen Bruchflächen der Schweißnähte:

$$J_x' = 2440 \text{ cm}^4$$
$$W_x' = 231 \text{ cm}^3$$
$$F' = 23{,}0 \text{ cm}^2,$$

also 7 % größer.

Da in der Schweißverbindung nicht nur das Biegungsmoment $M = P_R \cdot 22{,}5$, sondern auch die Querkraft P_R wirkt, so kann als Beanspruchung in derselben angenähert die

Formel II: $$\varrho_{\text{Bruch}} = \sqrt{\varrho_1^2 + \varrho_2^2} = \sqrt{\left(\frac{M}{W}\right)^2 + \left(\frac{P_R}{F}\right)^2}$$

benutzt werden, woraus sich als theoretische Bruchlast an den Kragarmen

$P_R = 26{,}4$ t (Spalte B) bzw.
$P_R = 28{,}3$ t („ A) ergibt.

Der Bruch in der Maschine erfolgte bei $P_M = 28{,}0$ t, und zwar in der oberen Zugnaht (Abb. 6), was verständlich ist, weil die unteren Schweißnähte zwar nach den Vorschriften auf Schub berechnet werden, tatsächlich aber in der Hauptsache Druckbeanspruchungen erfahren, gegenüber denen die Schweiße viel widerstandsfähiger ist.

Die Bruchfläche geht mitten durch die Zugnaht, ein Zeichen dafür, daß diese einen guten Einbrand aufwies.

Außerdem bildet — wie bereits bemerkt — bei jedem der Versuche der nicht zu Bruch gegangene zweite Trägeranschluß einen Kontrollversuch mit besserem Ergebnis als der gebrochene. Die Bruchbeanspruchungen der Schweißverbindung errechnen sich aus der in der Prüfmaschine ermittelten Bruchlast $P_M = 28{,}0$ t mit den zeichnerisch vorgeschriebenen Abmessungen der Schweißnähte:

$\varrho_{Br.} = 3{,}18$ t/cm² (Spalte B),

mit den wirklichen Abmessungen im Bruchquerschnitt:

$\varrho_{Br.} = 2{,}97$ t/cm² (Spalte A),

d. i. 6,6 % weniger.

Noch stärker tritt der Unterschied bei Versuch Ia_2 hervor, bei dem, mit den vorgeschriebenen Nahtquerschnitten ermittelt:

$\varrho_{Br.} = 3{,}66$ t/cm²

der tatsächlichen Bruchbeanspruchung mit dem wirklichen Bruchquerschnitt

$\varrho_{Br.} = 2{,}86$ t/cm²

gegenübersteht. Die tatsächliche Bruchbeanspruchung ist also um 22 % geringer. Während nach dem Ergebnis mit den vorgeschriebenen Nahtquerschnitten die Bruchbeanspruchung höher war als die angenommenen 3 t/cm², ergab die genaue Prüfung mit dem wirklichen Bruchquerschnitt eine um 1 % (Ia_1) bzw. 4,7 % (Ia_2) gegen 3 t/cm² verminderte. Die verhältnismäßig geringe Bruchspannung ist auch insofern erklärlich, als bei dem Anschluß der Versuche Ia_1 und Ia_2, lediglich mit Flanschkehlnähten, die Schubspannung nur in mangelhafter Weise aufgenommen werden kann, und durch das Fehlen der Stegnähte infolge der Schubkraft P_R die Flanschnähte noch starke Biegungsmomente in sich erfahren.

Versuche Ib_1 und Ib_2.

Die beiden Parallel-Versuche Ib_1 und Ib_2 unterscheiden sich von Ia_1 und Ia_2 dadurch, daß die Trägerflansche mit je zwei Kehlnähten oberhalb und unterhalb der Flansche an die Stütze angeschlossen wurden.

Nach Tabelle I ergibt sich mit den wirklichen (nach dem Bruch gemessenen) Bruchquerschnitten

bei Ib_1: $\varrho_{Br.} = 2{,}230$ t/cm² (Spalte A),
„ Ib_2: $\varrho_{Br.} = 2{,}090$ „ „ ,

während mit den in den Werkzeichnungen vorgeschriebenen und scheinbar so gut wie möglich bei der Ausführung eingehaltenen Nahtquerschnitten

bei Ib_1: $\varrho_{Br.} = 2{,}660$ t/cm² (Spalte B),
„ Ib_2: $\varrho_{Br.} = 2{,}830$ „ „

sich ergibt.

Die wirkliche Bruchbeanspruchung ist also bei Ib_1 16 %, bei Ib_2 35,5 % geringer als die mit den zeichnerisch vorgeschriebenen Nahtquerschnitten errechnete. Auch bei diesen Versuchen waren in den angeschweißten Nähten die Endkrater mit 1 cm Länge angenommen, während die Messungen an der Bruchfläche nur etwa 0,5 cm Kraterlängen ergaben.

Wie bei den Versuchen Ia_1 und Ia_2 wird auch bei Ib_1 und Ib_2 der ungünstige Einfluß des Fehlens der Stegnähte deutlich.

Abb. 7 zeigt die Schweißverbindung Ib_1 nach dem Bruch. Die unteren gedrückten Anschlußnähte sind völlig intakt, die oberen gezogenen quer durch die Naht gerissen.

Bei dem Versuch Ib_2 ist das Bruchbild das gleiche.

Versuche Ic_1 u. Ic_2.

Im Gegensatz zu den Versuchen Ia und Ib, bei denen die Träger I P20 nur mittels Flanschnähten an die Stütze angeschlossen sind, ist bei Ic_1 und Ic_2 außer den Flanschnähten noch eine Doppelstegnaht von $a = 0{,}6$ cm Sollstärke und $h = 14$ cm Nettohöhe in den Zeichnungen vorgeschrieben worden. Die wirklichen Abmessungen, die im Bruchquerschnitt gemessen wurden, weichen (vgl. Tabelle I) zum Teil erheblich ab.

Die Bruchbeanspruchung aus P_M mit den im Bruch gemessenen Nahtquerschnitten ist nach Tabelle I

bei Ic_1: $\varrho_{Br.} = 3{,}09$ t/cm (Spalte A),

bei Ic_2: $\varrho_{Br.} = 3{,}17$ t/cm² (Spalte A),

während nach den Soll-Nahtabmessungen der Zeichnungen

bei Ic_1: $\varrho_{Br.} = 3{,}700$ t/cm² (Spalte B),

„ Ic_2: $\varrho_{Br.} = 3{,}670$ „ „

sich ergeben würde. Das Ergebnis der Versuche Ic_1 und Ic_2 mit Stegnähten ist wesentlich besser als das der Versuche Ia und Ib ohne Stegnähte, und die Beanspruchungen liegen bei den Versuchen der Reihe Ic über der nach den „Richtlinien" maßgebenden Bruchbeanspruchung von 3 t/cm².

Abb. 6.
Versuch I a_1: Bruch in der oberen (Zug-) Naht, $\varrho'_{Br.} = 2{,}970$ t/cm²
(Versuch I a_2: Bruch in der oberen (Zug-) Naht, $\varrho'_{Br.} = 2{,}860$ t/cm²).

Abb. 7.
Versuch I b_1: Bruch in der oberen (Zug-) Naht, $\varrho'_{Br.} = 2{,}230$ t/cm²
(Versuch I b_2: Bruch in der oberen (Zug-) Naht, $\varrho'_{Br.} = 2{,}09$ t/cm²).

Abb. 8.
Versuch I c_1: Bruch in der oberen (Zug-) Naht, $\varrho_{Br.} = 3{,}090$ t/cm²
(Versuch I c_2: Bruch in der oberen (Zug-) Naht, $\varrho_{Br.} = 3{,}170$ t/cm²).

Abb. 9.
Versuch I d_2 mit Anschlußwinkeln:
Bruch in den oberen (Zug-) Nähten, $\varrho_{Br.} = 3{,}600$ t/cm².
(Die unteren Nähte sind gleichfalls aufgebrochen.)

Verbindungen gemäß Versuchsreihe Ic sind demnach als biegungsfeste Anschlüsse vorzuziehen und vorzuschreiben!

Abb. 8 zeigt die Schweißverbindung nach dem Bruch. Die untere auf Druck beanspruchte Naht bleibt wie bei den Versuchen Ia_1, Ia_2, Ib_1, Ib_2 intakt, die obere Zugnaht ist teils in der Naht selbst, teils im Einbrand gerissen. Die Stegnähte sind von oben beginnend nach unten aufgespalten.

Versuche Id_1 und Id_2.

Bei diesen Versuchen wurde der Anschluß des Trägers an die Stütze mit Hilfe von Flanschanschlußwinkeln bewirkt, die mit Kehlnähten an die Träger und die Stützen angeschweißt wurden.

Versuch Id_2 unterscheidet sich von Id_1 dadurch, daß bei ersterem die Winkelschenkel durch eingeschweißte Blechecken „E" ausgesteift worden sind, die bei Id_1 fehlen (vgl. die Abbildungen der Tabelle I).

Die Versuche haben gezeigt, daß die Aussteifecken „E" den geschweißten Anschluß verbessern, weil sie das Verbiegen der Winkelschenkel verhindern und dadurch die Anschlußschweißnähte von sekundären Biegungsbeanspruchungen in gewissem Maße freihalten.

Vergleicht man aber die viel einfacheren Anschlüsse von Ia_1 bzw. Ia_2 und die dabei festgestellten Bruchlasten $P_M = 28{,}0$ t bzw. $31{,}4$ t mit dem Versuchsergebnis von Id_1 bzw. Id_2 mit $P_M = 15{,}25$ t bzw. $14{,}75$ t, so erscheint der Anschluß nach Ia_1 bzw. Ia_2 günstiger. Vorzuziehen bleibt aber in jedem Falle die Ausführung nach Ic_1 und Ic_2 mit Flansch- und Stegnähten.

Die Verbesserung des Anschlusses Id_1 bzw. Id_2 durch Kehlnähte an den äußeren Winkelschenkeln würde diese Ausführung, gegenüber den einfacheren der Reihe Ic, wirtschaftlich noch ungünstiger gestalten.

Das Ergebnis der Versuche Id_1 und Id_2 ist nach Tabelle I mit den wirklichen Bruchquerschnitten

bei Id_1: $\varrho_{Br.} = 2{,}85$ t/cm² (Spalte A),

„ Id_2: $\varrho_{Br.} = 3{,}60$ „ „ .

Die Bruchbeanspruchungen mit den vorgeschriebenen Nahtquerschnitten der Werkzeichnungen und statischen Berechnungen sind

bei Id_1: $\varrho_{Br.} = 2{,}82$ t/cm² (Spalte B),

„ Id_2: $\varrho_{Br.} = 3{,}44$ „ „ .

Der Unterschied zwischen Spalte A und B ist hier wegen der besseren Übereinstimmung der Soll-Querschnitte mit den wirklichen Bruchquerschnitten geringer. Die geringere Bruchbeanspruchung bei Id_1 gegenüber Id_2 ist, wie bemerkt, darauf zurückzuführen, daß infolge der starken Verbiegung des Anschlußwinkelschenkels die vertikalen Schweißnähte zusätzlich auf Biegung beansprucht werden. Der Einfluß der fehlenden Stegnähte am Träger macht sich bei diesen Versuchen in geringerem Maße als bei denen der Reihe Ia und Ib bemerkbar, weil die vertikalen Anschlußnähte einen Teil der Schubkräfte aufzunehmen in der Lage sind.

Abb. 9 zeigt das Bruchbild des Versuches Id_2.

Versuchsreihe II:

Rechtwinklige Steifrahmenecken verschiedener Ausbildung.

Bei diesen Versuchen sind die Konstruktionsteile mit Ausnahme der Schweißnähte durchweg mit Kalkfarbe gestrichen worden, damit die unter

Abb. 10. Versuch IIa_1 (IIa_2).
Anordnung der Versuche in der Prüfmaschine.
(Die eingetragenen Nahtabmessungen sind an den Versuchskörpern festgestellt.)

der Belastung entstehenden Fließfiguren deutlich hervortreten. Bei allen untersuchten Schweißverbindungen der Reihe II hat sich gezeigt, daß die Schweißnähte erst zerstört wurden, nachdem das Stabmaterial der Konstruktion die Fließgrenze überschritten hatte. Bei einigen Versuchen ist der Steg der Träger (I P 20) am Auflager ausgeknickt, und der Versuch konnte erst zu Ende geführt werden, nachdem besondere Aussteifungsstege eingeschweißt worden waren.

Das Ergebnis der Versuchsreihe II ist mit Ausnahme von IIb_1, bei dem eine mangelhafte Schweißnaht in Verbindung mit einer Kerbwirkung nur $\sigma_{Br.} = 2,84$ t/cm² ergab, so günstig, daß die Konstruktion von Steifrahmenecken dadurch ein vollkommen neues Gesicht bekommt.

Vergleicht man insbesondere die sehr einfache und billige Rahmenecke der Versuche Ia_1 und Ia_2 mit der komplizierten, viel Arbeit und Material erfordernden Rahmenecke des Versuches IIf (S. 141), so erkennt man unschwer die wirtschaftliche Überlegenheit der Schweißverbindung.

Die technisch brauchbare Konstruktion und große Sicherheit der letzteren ist durch die vorliegenden Versuche nachgewiesen (vgl. Tabelle I). Dieses Ergebnis und das der Versuchsreihe I wird auch auf die künftige Ausbildung von Stahlskelettbauten von Einfluß sein, bei denen die Windaufnahme steife Eckverbindungen notwendig macht, die bisher vorwiegend mit zweiteiligen Stützen und durchgesteckten Unterzügen[3]) ausgeführt wurden.

Abb. 11. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Versuchskörper in der Prüfmaschine.

Abb. 12. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Trägersteg ausgeknickt. Trägermaterial weit über die Fließgrenze beansprucht. $\left(\text{Laststufe } \frac{109,82 \text{ t}}{2} = 54,9 \text{ t.}\right)$

Auch der Vierendeel-Träger, der infolge der schwierigen, teuren und in Niettechnik nicht einwandfrei ausführbaren Steifrahmenecken seit Jahren in den Hintergrund getreten war, gewinnt durch die Schweißtechnik erneute Bedeutung.

Versuche IIa_1 und IIa_2.

Abb. 10 zeigt das Schema der Versuchsanordnung und Abb. 11 die Versuchskörper in der Prüfmaschine.

Um die Biegeversuche durchführen zu können, mußten jeweils zwei Versuchskörper „a" und „b" nach Abb. 10 zusammengefaßt werden, von denen selbstverständlich jeweils nur der schwächere zu Bruch ging. Untersucht wurden die Steifrahmenecken bis zu den die Zugkräfte aufnehmenden Spannschrauben in Achse x—x.

Abb. 12 zeigt die zerstörte Steifrahmenecke in der Prüfmaschine; der Steg I P 20 ist ausgeknickt. Die stark hervortretenden Fließfiguren lassen den Zerstörungszustand des Stabmaterials erkennen. Die Schweißverbindung ist aus Abb. 10 zu ersehen. Eine Stoßquerplatte „D" dient zur Unterbringung der Kehlnähte. Außer den vier Flanschnähten von 0,6 cm Sollstärke sind vier kurze, 0,6 cm starke Stegnähte in den Werkzeichnungen vorgeschrieben worden. Der Bruch erfolgte in der Achse β—β. Die rechnerische Bruchlast P_R ist in der Tabelle I mit den im gebrochenen Versuchskörper gemessenen Nahtabmessungen

$$\left.\begin{array}{ll}\text{bei } IIa_1: & P_R' = 34,5 \text{ t} \\ \text{„ } IIa_2: & P_R' = 33,4 \text{ t}\end{array}\right\} \text{(Spalte A);}$$

dagegen ergibt sich mit den Soll-Nahtstärken und -längen errechnet:

$$P_R'' = 32,4 \text{ t} \quad \text{(Spalte B).}$$

Die tatsächlich ermittelten Bruchlasten in der Prüfmaschine sind $P_M = 55,85$ t (IIa_1) bzw. 54,9 t (IIa_2) und die Bruchbeanspruchungen nach Tabelle I: 4,85 bzw. 4,92 t/cm², liegen wesentlich über der Bruchbeanspruchung der „Richtlinien" von 3 t/cm².

Die Zerstörung des schwächeren Versuchskörpers trat durch Aufreißen der äußeren, auf Zug beanspruchten Schweißnaht ein.

[3]) Stahlbau 1931, Heft 4.

Abb. 13. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Laststufe $\frac{41,18\ t}{2} = 20,6$ t.
Beginn der Fließfiguren.

Abb. 14. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Laststufe $\frac{56,44\ t}{2} = 28,22$ t.
Stärker ausgeprägte Fließfiguren.

Abb. 15. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Laststufe $\frac{67,88\ t}{2} = 33,94$ t
(etwa der rechnerischen Bruchlast 33,4 t entsprechend).
Stärkere Fließfiguren und Deformation der I P 20.

Abb. 16. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Laststufe $\frac{79,32\ t}{2} = 39,66$ t.
Weiter verstärkte Fließfiguren und Verformungen.

Abb. 17. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Laststufe $\frac{94,57\ t}{2} = 47,3$ t.
Stegmaterial des I P 20 innerlich zerstört. Flansche stark verbogen. Steg im Ausknicken. Schweißnähte sind noch nicht zerstört.

Abb. 18. Versuch IIa_2, Steifrahmenecke. Laststufe $\frac{109,5\ t}{2} = 54,9$ t
Rechnerische Bruchlast 33,4 t. Träger zerstört. Schweißverbindung in der Zugnaht aufgerissen.

Die Abb. 13 bis 18 zeigen die Versuchskörper IIa_2 bei den verschiedenen Laststufen. Aus den Fließfiguren ist auch die fortschreitende Zerstörung des Trägermaterials deutlich zu erkennen.

Abb. 18 stellt den Zerstörungszustand bei der Laststufe 54,9 t dar, bei der plötzlich der Bruch der äußeren Zugnaht eintrat. Stellt man die Kosten der geschweißten Rahmenecke nach IIa_1, IIa_2 dann der genieteten nach IIf gegenüber, so ergibt sich:

Für die geschweißte IIa_1 und IIa_2:

a) Materialaufwand:
1 Flachstab 200 · 12, 0,283 m lang . . . . . . = 5,3 kg

b) Arbeitsaufwand für die Schweißverbindung:
1,4 m Schweißnaht von je = 0,6 cm und
0,24 „ „ „ „ = 0,3 „

Für die genietete nach IIf:

a) Materialaufwand:
1 Flachstab 200 · 16, 0,614 m . . . . = 13,5 kg
1 „ 0,901 m . . . . = 22,8 „
2 Stoßlaschen 140 · 8 je 0,240 m . . . . = 4,4 „
= 40,7 kg

b) Arbeitsaufwand für die Bohrung und Nietung:
32 Flanschniete 23 mm ⌀ und
10 Stegniete 23 „ ⌀.

Die Kosten der Stoßverbindung sind ohne Berücksichtigung weiterer Einflüsse in diesem Fall bei IIa_1 und IIa_2 rd. 4,30 RM, bei IIf rd. 20,40 RM.

Versuche IIb_1 und IIb_2.

Abb. 19 zeigt die Versuchsanordnung. Die Versuche der Reihe IIb entsprechen den um 180° gedrehten Versuchsanordnungen der Reihe IIa.

Abb. 20 stellt die innere Ecke von IIb_2 im Detail dar.

Die zerstörende Zugbeanspruchung trat in der inneren Flachnaht bei „*y*" ein, die rechnerische Bruchlast ist mit den wirklichen Nahtabmessungen

bei IIb_1 : $P_R' = 32,4$ t
„ IIb_2 : $P_R' = 33,7$ t
„ IIb_1': $P_R' = 31,9$ t
(Tabelle I, Spalte A).

Die in der Prüfmaschine festgestellte Bruchlast ist

bei IIb_1 : $P_M = 34,7$ t mit $\varrho_{Br.} = 3,21$ t/cm²,
„ IIb_2 : $P_M = 40,6$ t „ $\varrho_{Br.} = 3,61$ „ ,
„ IIb_1': $P_M = 30,15$ t „ $\varrho_{Br.} = 2,84$ „ .

Abb. 19. Versuch IIb_1 (IIb_2). Anordnung der Versuche in der Prüfmaschine.
(Die eingetragenen Nahtabmessungen sind an den Versuchskörpern festgestellt.)

Abb. 20. Einspringende Ecke bei IIb_1.

Abb. 20a. Verbesserungsvorschlag.

Auch bei diesen Versuchen zeigten sich ähnliche Fließfiguren wie bei IIa_1 und IIa_2. Der Bruch trat aber bei erheblich geringerer Beanspruchung der Nähte ein (3,21 ÷ 361 t/cm² gegen 4,85 ÷ 4,92 t/cm²) (IIa_1, IIa_2), was offenbar auf Kerbeinflüsse in der scharfen Ecke bei „y" zurückzuführen ist. Diese Einflüsse machten sich weniger bemerkbar bei den Versuchen IIb_1 und IIb_2, bei denen die wirkliche Bruchbeanspruchung noch 7 % bzw. 20 % über $\varrho_{Br.} = 3$ t/cm² liegt, während bei dem Versuch IIb_2, mit $\varrho_{Br.} = 2{,}84$ t/cm$_2$ eine mangelhafte Schweiße mit der Kerbwirkung

Abb. 22. Versuch IIc_1 (IIc_2). Anordnung der Versuche in der Prüfmaschine.
(Die eingetragenen Nahtabmessungen sind an den Versuchskörpern festgestellt.)

zusammenwirkte. Auf Vermeidung derartiger Kerbeinflüsse ist bei der Konstruktion und Ausführung geschweißter Steifrahmenecken besonders acht zu geben. Die Festigkeit von Kehlnähten bei Winkeln die $\gtrless 90°$ sind, ist geringer als die bei 90°. Daher sollen Querplatten gemäß Abb. 20a so abgeschrägt werden, daß eine Kehlnaht von $\equiv 90°$ zwischen Querblech und Flanschfläche entsteht.

Abb. 21 zeigt den zerstörten Versuchskörper, an dem auch die Kerbwirkung deutlich erkennbar ist.

Abb. 21. Versuch IIb_2, Steifrahmenecke. $P_M = 40{,}6$ t (Bruchlast) gegen $P_R = 37{,}7$ t.

Versuche IIc_1 und IIc_2:

Die Versuchsanordnung ist die gleiche wie bei Reihe IIa (Abb. 10).

Die Eckverbindung erfolgte bei IIc_1 nach Abb. 22 durch je eine mit Kehlnähten angeschlossene Flanschlasche 160 · 20 und durch eine vierfache Stegkehlnaht.

Bei IIc_2 ist zur weiteren Aussteifung noch eine Blechecke E (in Abb. 22 als Blech 220 × 12 eingetragen) eingezogen worden.

Abb. 23. Versuch IIc_2, Steifrahmenecke mit Flanschlaschen und besonderer Eckaussteifung. Laststufe 35,3 t. Die ersten Fließfiguren treten auf.

Abb. 23 stellt den Versuch IIc_2 bei Laststufe 35,3 t dar, Abb. 24 zeigt den Versuch IIc_2 bei der als Bruchbelastung anzusehenden Laststufe 93,1 t. Man erkennt, daß das Trägermaterial sehr stark verformt und innerlich vollkommen zerstört ist. Die eingeschweißte Blechecke „E" ist schlangenförmig verformt. Die Schweißverbindung hat diese außergewöhnliche Belastung ohne Schaden ausgehalten. Die Beanspruchung in der Schweißverbindung ließ sich daher nicht feststellen.

Abb. 25 zeigt den Zerstörungszustand von vorn gesehen.

Vergleicht man den Aufwand an Material und Arbeit bei den Rahmenecken nach IIa_1 und IIa_2 mit denen nach IIc_1 und IIc_2, so ergibt sich folgendes:

Rahmenecke nach IIa_1 (IIa_2):
Kostenaufwand nach Seite 139 . . . . RM 4,30

Rahmenecke nach IIc_1 (IIc_2):
Materialaufwand:
1 Flachstab 160 · 20, 0,5 m . . . . = 13,1 kg
1 „ 0,460 m lang . . . . = 12,0 „
2 „ 90 · 13, je 0,23 m . . . . = 8,5 „
= 33,6 kg,

hierzu 1,92 m Schweißnaht von $a = 1{,}4$ cm und 0,92 m Schweißnaht von $a = 0{,}7$ mit einem Gesamtkostenaufwand von . . RM 19,20

Abb. 24. Versuch IIc_2, Steifrahmenecke mit Flanschlaschen, Eckaussteifung „E". Laststufe 93,1 t = Bruchlast. Die Eckbleche „E" sind ausgeknickt, der Träger über die Fließgrenze beansprucht und stark deformiert. Alle Schweißnähte sind intakt!

Abb. 25. Steifrahmenecke gemäß Abb. 24 von vorn gesehen. Bruchlast 93,1 t.

Abb. 27. Steifrahmenecke IId_2. Laststufe 22,5 t.

Versuche IId_1 und IId_2:

Diese Versuche entsprechen der Anordnung IIc_1 mit entgegengesetzter Belastungsrichtung. Die Zugbeanspruchung tritt in der inneren Rahmenecke bei „y" ein.

Abb. 26 zeigt den Versuch IId_1 in der Prüfmaschine; er entspricht dem Parallel-Versuch IId_2. Die Laststeigerung zeigen die Abb. 27 bis 29, die auch in den Fließfiguren die fortschreitende Zerstörung bis zum Bruch (bei der Last $P_M = 45{,}5$ t [IId_2]) erkennen lassen. Auch bei diesen beiden Versuchen machte sich die Kerbwirkung an der inneren Rahmenecke besonders ungünstig bemerkbar, so daß der Bruch vorzeitig eintrat.

Die Versuche ergaben die an und für sich selbstverständliche Folgerung, daß die Rahmenecke zur Verhütung von Kerbwirkungen nicht in der dargestellten Weise konstruiert werden darf, daß vielmehr die inneren Decklaschen nicht in den Trägerflansch, sondern auf denselben zu legen sind.

Zum Vergleich mit den geschweißten Steifrahmenecken ist auch die genietete Ecke IIf aus dem gleichen Profil I P 20 geprüft worden (Abb. 30).

Die errechnete Bruchlast betrug bezogen auf Schnitt $\alpha-\alpha$ $P_R = 67$ t, auf Schnitt $\beta-\beta$ bezogen $P_R = 97{,}5$ t, die in der Prüfmaschine beobachtete $= 74$ t. Die hohe Bruchbeanspruchung läßt darauf schließen, daß auch die gestoßenen Querschnittsteile sich infolge ihrer Einspannung zwischen den Stoßlaschen an der Kraftübertragung offenbar beteiligt haben. Abb. 31 zeigt die starken Verformungen der Steifecke. Eine zuverlässige Berechnung der Beanspruchungen ist wegen der starken Verformungen und der Ungültigkeit des Hooke'schen Gesetzes nicht möglich.

Die Versuche der Reihe II zeigen deutlich, daß mit geschweißten Eckverbindungen, sofern sie richtig angeordnet und gut geschweißt werden, sich einwandfreie Steifrahmen mit einem Minimum an Material und Arbeitsaufwand herstellen lassen. Der Unterschied

Abb. 26. Steifrahmenecke IId_1 in der Prüfmaschine.

Abb. 28. Steifrahmenecke IId_2. Laststufe 37,8 t.

Abb. 29. Steifrahmenecke IId_2. Laststufe 45,5 t (Bruchlast).

in den aufzuwendenden Kosten ist nach S. 139 u. 140 zugunsten von zweckmäßiger geschweißten Verbindungen erheblich.

Versuchsreihe III mit Druck-(Knick-)Stäben.

Um auch eine Grundlage für die Bearbeitung von Stoßverbindungen bei Druck-(Knick-)Stäben zu schaffen, sind drei Versuche durchgeführt worden, deren günstiges Ergebnis zu einer wesentlichen Vereinfachung der Ausbildung derartiger Stöße führt.

Abb. 31. Kontrollversuch mit einer genieteten Steifrahmenecke. Laststufe 74 t (Bruchlast).

Es zeigte sich, daß die Stoßverbindung nach Versuch IIIa mit V-Nähten in den Flanschen und X-Nähten im Steg ebenso zuverlässig ist wie die nach IIIb, bei der die Schweißverbindung mit Kehlnähten unter Einfügung einer Stoß-Querplatte ausgeführt wurde.

Die photographischen Aufnahmen der Druck-(Knick-)Versuche, insbesondere die Abb. 32 u. 34 bis 40, lassen aus den Fließlinien den Kräfteverlauf deutlich ersehen. Die Versuchsstäbe sind an der Stoßstelle oben gefräst und unter Einschaltung eines 2 mm starken Luftspaltes durch Schweißnähte verbunden. Die Druckübertragung findet, wie auch aus den Fließlinien ersichtlich, nur durch die Schweißnähte statt. Bei sämtlichen Druck-(Knick-)Versuchen sind die Stäbe ausgeknickt, ohne daß die Schweißnähte zerstört wurden, obgleich ihre Abmessungen so gering gewählt wurden, daß eine Zerstörung der Schweißverbindung vor dem Ausknicken erwartet werden mußte.

Abb. 30. Versuch II f. Genietete Steifrahmenecke.

Versuch IIIa: Druck-(Knick-) Stäbe mit Stoßverbindungen durch V- und X-Nähte.

Aus Tabelle I ist ersichtlich, daß die Bruchbeanspruchung (4,6 t/cm²) der Schweißverbindung um 53 % höher liegt, als die in den „Richtlinien" angegebene von 3 t/cm². Da die Versuche IIIb_1 und IIIb_2 in der Prüfmaschine noch günstigere Ergebnisse zeigten, so ist der Schluß berechtigt, daß die in den „Richtlinien" von 1930 und dem „Ministerial-Erlaß" vom 10. Juli 1930 sowie in den „Vorschriften" vorgesehene Bruchbeanspruchung bei auf Druck beanspruchten Schweißnähten zweifellos zu gering ist und eine Erhöhung derselben angebracht erscheint.

Versuche IIIb_1 und IIIb_2: Druck-(Knick-) Stäbe nach Abb. 33.

Bei diesen Versuchen ist die in der Prüfmaschine erreichte Bruchbeanspruchung noch höher (5,02 t/cm² bzw. 5,34 t/cm²) als bei IIIa und um 73 % bzw. 78 % höher als die der „Richtlinien".

Abb. 33. Versuchsanordnung, Druck- (Knick-) Stab III b_2 vor der Belastung.

Abb. 33 zeigt die Versuchsanordnung IIIb_2, die bei allen Druck-(Knick-)Versuchen die gleiche ist, vor der Belastung.

Abb. 34 u. 35 zeigen die Flanschansicht mit Fließfiguren bei zunehmender Belastung.

Abb. 36 zeigt denselben Stab

Abb. 32. Druckstab IIIa. Zerstörung bei Bruchlast 189,9 t durch Ausknicken. Sämtliche Schweißnähte zeigen keinerlei Zerstörungserscheinungen. Rechnerische Bruchlast für die Schweißnähte P_R = 123,6 t.

Abb. 34. Druck- (Knick-) Stab III b_2 (Flanschansicht) bei Laststufe 86,94 t.

Abb. 35. Druck- (Knick-) Stab III b_2 (Flanschansicht) bei Laststufe 117,45 t.

Abb. 37. Druck- (Knick-) Stab III b_2 bei Laststufe 117,40 t (Fließfiguren).

Abb. 38. Druck- (Knick-) Stab III b_2 bei Laststufe 140,33 t.
Die Kraftlinienbilder lassen deutlich erkennen, daß die Druckübertragung ausschließlich durch die Schweißnähte erfolgt.

in der Prüfmaschine nach der Zerstörung. Die Fließfiguren weisen den Weg, den die Druckkraft innerhalb des Stabes genommen hat. Das Bild ist das gleiche wie bei den Versuchen IIIa und III b_1.

Abb. 37 bis 40 geben einen weiteren Einblick in die Gestaltung der Fließfiguren, von denen die Abb. 39 u. 40 besonders interessant und aufschlußreich sind.

Die in der Prüfmaschine festgestellte Bruchlast von 180,4 t (III b_2) führte wie bei IIIa und III b_1 zum Ausknicken des Stabes, ohne daß die Schweißnähte beschädigt wurden.

Die Bruchbeanspruchung der Schweißverbindung, mit dem wirklichen Bruchquerschnitt ermittelt, liegt bei III b_2 über 5,34 t/cm², bei III b_1 mit $P_M = 178{,}5$ t ist $\varrho_{Br.} = 5{,}2$ t/cm².

Alle drei Druck-(Knick-)Versuche hatten also das Ergebnis, daß Schweißverbindungen nach III a bzw. IIIb bei Knickstäben einwandfrei sind.

Bei Stützen, deren Druckfestigkeit voll ausgenutzt wird, ist eine Stoßverbindung entsprechend dem Versuch IIIa — selbst bei durchlaufenden X- und V-Nähten — nicht erreichbar, solange ϱ_{zul} für die Schweiße $\equiv 0{,}5\ \sigma_{zul}$ als Vorschrift gilt.

Selbst bei der Anordnung mit Stoßquerplatten nach Versuch III b_1 und III b_2 macht die Unterbringung der Kehlnähte bei dem viel zu geringen ϱ_{zul} einige Schwierigkeit.

Abb. 36. Druck- (Knick-) Stab III b_2 in zerstörtem Zustand. Bruchlast in der Maschine 180,4 t (gegen $P_R = 101{,}4$ t).
Sämtliche Schweißverbindungen blieben völlig intakt.

Versuchsreihe IV:

Diese umfaßt drei Versuche mit I P 20, die auf Biegung beansprucht, in der Mitte durch Schweißverbindung gestoßen sind. Bei IVa ist der Stoß durch V-Nähte in den Flanschen und X-Naht im Steg, bei IV b_1 und IV b_2 dagegen mit Kehlnähten — unter Einschaltung einer Stoßquerplatte *D* — hergestellt. — Das Ergebnis der drei Biegungsversuche, deren wirkliche Bruchbeanspruchungen 7 bis 20% über 3 t/cm² liegen, läßt auch diese Art von Stoßverbindungen als unbedenklich erscheinen, wenngleich in der Schweißverbindung das volle Widerstandsmoment des ungestoßenen Profils mit V- und X-Nähten wegen der sehr geringen zulässigen Beanspruchung der Schweiße nicht erreicht werden kann.

Die wirtschaftlichen Vorteile gegenüber den üblichen genieteten und geschraubten Stößen bedürfen keiner näheren Erläuterung.

Abb. 39. Druck-(Knick-) Stab III b_1 bei Laststufe 178,46 t.
Regelmäßige Fließfiguren von besonderer Form.

Abb. 40. Druck-(Knick-) Stab III b_2 auch in der Zerstörung durch Ausknicken. Laststufe 176,46 t.
Das Bild zeigt eine eigenartig gleichförmige Gestaltung der Fließlinien.

Abb. 41. Versuchskörper IV b_1 in der Prüfmaschine vor der Belastung.

Abb. 42. Versuchsstab IVb_1 bei Laststufe 27 t.
Fließfiguren vorwiegend in den Trägerflanschen.

Abb. 43. Versuchsstab IV b_1 bei Laststufe 33,37 t (Bruchlast).
Die Schweißverbindung ist zerstört. Fließfiguren in Steg und Flanschen des I P 20.

Versuch IVa:

Nach Tabelle I ergibt sich aus der Bruchlast in der Prüfmaschine: $P_M = 38{,}3$ t mit der wirklichen Bruchfläche der Schweißnähte

$\varrho_{Br.} = 3{,}22$ t/cm² (Spalte A).

Das ungestoßene Profil (I P 20) würde bei $\varrho_{Br.} = 3{,}7$ t/cm² eine Maximallast von $P = 44$ t in der Mitte zu tragen imstande sein, die einfache Schweißverbindung mit V- und X-Nähten hat nur 13% weniger getragen.

Versuche IVb_1 und IVb_2:

Die Stoßverbindung des I P 20 erfolgte mit Hilfe einer Stoßquerplatte „D" mit Kehlnähten.

Nach Tabelle I ist die Bruchlast in der Maschine $P_M = 33{,}4$ t (IVb_1) bzw. $P_M = 30{,}2$ t (IVb_2), woraus sich mit der wirklichen Bruchfläche der Schweißnähte: $\varrho_{Br.} = 3{,}6$ t/cm₂ (IVb_2) errechnet.

Die Bruchlast der Schweißverbindung ist demnach bei IVb_1 mit 33,4 t um 24% geringer als die des ungestoßenen Profils.

Durch eine Verstärkung der Flanschnähte auf 9,7 mm Stärke könnte demnach die Schweißverbindung in ihrer Festigkeit mit dem ungestoßenen Profil in Übereinstimmung gebracht werden.

Abb. 41 zeigt den Versuch IVb_1 in der Prüfmaschine vor der Belastung.

Abb. 42 u. 43 lassen die Fließfiguren bei den Laststufen 27 t bzw. 33,37 t (Bruch des Versuchskörpers IVb_1) erkennen.

Abb. 44. Graphische Zusammenstellung der wirklichen Bruchbeanspruchungen.

In der Tabelle I sind die festgestellten Bruchbeanspruchungen für sämtliche Versuchskörper zusammengestellt; die graphische Zusammenstellung der Versuchsergebnisse (Abb. 44) zeigt, daß mit Ausnahme der Versuche 1 bis 4, 7, 13, 14, 16 und 17, bei denen das Fehlen der Stegnähte sich ungünstig auswirkt bzw. schlechte Schweißen oder Kerbwirkung das Ergebnis ungünstig beeinflußten, die Bruchbeanspruchung der Schweiße zum Teil weit über 3 t/cm² liegt.

Gesamtergebnis.

Faßt man das Ergebnis der Dresdener Versuche mit geschweißten Stahl-Konstruktions-Verbindungen zusammen, so ergibt sich allgemein, daß die in den „Richtlinien" und dem „Ministerial-Erlaß" vom 10. Juli 1930 sowie in den neuen „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten" zugelassenen Beanspruchungen insbesondere für auf Druck beanspruchte Kehlnähte zu gering sind und eine Erhöhung rechtfertigen.

Bei den Versuchen der Reihe I (biegungsfeste Trägeranschlüsse) zeigte es sich, daß Kehlnähte in den Flanschen allein, infolge der in diesen Kehlnähten zusätzlich auftretenden Biegungsbeanspruchungen, einen guten Anschluß nicht darbieten (vgl. auch die graphische Zusammenstellung Abb. 44).

Demnach sollten stets außer den Flanschkehlnähten auch Stegnähte — zur Aufnahme der Schubkräfte — zur Ausführung kommen.

Die in den neuen „Vorschriften" vorgeschriebene Berechnungsart von auf Biegung und Schub beanspruchten Anschlüssen gemäß Formel II (S. 136), die auch in den Vorschriften für die Berechnung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken[4]) enthalten ist, wurde durch die Dresdener Versuche als richtig bestätigt. — Der Anschluß mit besonderen Flanschwinkeln gemäß Versuch Id_1 und Id_2 bietet gegenüber dem viel einfacheren und billigeren ohne Flanschwinkel hinsichtlich der Festigkeit keine Vorteile. — Der beste Anschluß ist der nach Ic_1 und Ic_2, welcher als einwandfrei zu bezeichnen ist.

Die Versuche der Reihe II rechtfertigen die einfache und billige Ausführung von Steifrahmenecken gemäß IIa_1, IIa_2 bzw. IIb_1 und IIb_2, sofern die Unterbringung der Flanschnähte in den nach der statischen Berechnung erforderlichen Abmessungen möglich ist. Ist die Ausführung nach IIa_1 und IIa_2, IIb_1 und IIb_2 nicht durchführbar, so kann sie nach IIc_1 und IIc_2 erfolgen. Zu vermeiden ist die Anordnung IId_1 und IId_2, bei der infolge von Kerbwirkungen der Bruch vorzeitig eintritt.

Die Versuche der Reihe III mit Druck-(Knick-)Stäben weisen den Weg zu einer sehr einfachen Stützenstoßverbindung, sei es mit V- und X-Nähten oder mit Kehlnähten und Stoßquerplatten.

Bei voll ausgenutzten reinen Druckstäben ist der Stoß mit V- und X-Nähten allein nicht möglich, solange die zulässige Druckbeanspruchung der Schweißnähte nicht wesentlich erhöht wird.

Mit Stoßquerplatten und Kehlnähten läßt sich der Stoß auch bei voll ausgenutzten Druckstäben im allgemeinen durchführen.

Bei allen Druckversuchen wurde eine wesentlich höhere Bruchfestigkeit der auf Druck beanspruchten Schweißnähte festgestellt, als in den „Richtlinien", im „Ministerial-Erlaß" und den neuen „Vorschriften" enthalten ($\varrho_{Br.} = 3$ t/cm²).

Die Versuche der Reihe IV mit Trägern, die auf Biegung beansprucht und in der Mitte durch Schweißverbindung gestoßen sind, erwiesen die Anwendbarkeit der Schweißtechnik auch für diesen Zweck, wenngleich die geringen zulässigen Beanspruchungen der „Richtlinien", des „Ministerial-Erlasses" und der „Vorschriften" gewisse Schwierigkeiten bereiten.

Die Versuche haben aber gezeigt, daß richtig ausgeführte Schweißverbindungen mit V- und X-Nähten der Festigkeit des ungestoßenen Träger-Profils sehr nahekommen, während mittels Kehlnähten und Ausgleichsplatten sich solche Profile vollwertig und biegungsfest stoßen lassen.

[4]) Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen für Berechnung und bauliche Durchbildung. 3. Aufl. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen
Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang BERLIN, 26. Juni 1931 Heft 13

Über den Stahlbau der Großbäckerei der Berliner Konsum-Genossenschaft in Spandau-Haselhorst.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst**, Berlin.

Ende 1930 ist im Nordwesten Berlins ein Bauwerk vollendet worden, das bei seiner Eigenart und Größe, bei der Schnelligkeit und Sicherheit der Ausführung das Interesse der Fachkreise voll beanspruchen darf; ein Betriebsbau neuzeitlicher Form und Baugesinnung, geschaffen aus dem Bau- und Zweckgedanken in der Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur, ein Unternehmen großen Stils, das einer besonderen Betrachtung wert erscheint.

Dieses Bauwerk betrifft eine Großbäckerei, welche die bekannte, ebenso rührige wie weitverzweigte Konsum-Genossenschaft e. G. m. b. H. von Berlin und Umgegend auf dem von ihr erworbenen Waldgelände in Spandau-Haselhorst nach großzügigen Dispositionen und Bauplänen errichten ließ und vor einiger Zeit dem Betrieb übergeben hat.

Abb. 1. Lageplan.

Neben den Kraftwerken „Klingenberg" und „West" ist dieses Bauwerk wohl der größte zeitgemäße Stahlskelettbau Berlins.

Auf dem Grundstück von 500 m Länge und 122 m Breite waren zwei gesondert arbeitende Betriebe vorgesehen, und zwar an der Südgrenze entlang ein Zentrallager-Gebäude und ihm parallel und gegenüber an der Nordseite die Großbäckerei-Anlage, die uns hier allein interessiert. Neben diesen Hauptanlagen sind, wie der Lageplan (Abb. 1) zeigt, auf dem Grundstück noch andere Betriebs- und Nebengebäude errichtet, und zwar für die technische Zentrale, das Kesselhaus, den Fastagenschuppen, die Garage mit Tank, eine Wohnhausgruppe, ein Pförtnerhaus usw.

Die neue Bäckerei dient dem einheitlichen Zweck, in einem völlig neuzeitlich, produktiv und rationell eingerichteten sowie sozial und hygienisch ausgestatteten Großbetrieb Backware verschiedenster Art in moderner Fließarbeit und Massenproduktion herzustellen und den vielen Zweigstellen dieses Konsums zuzustellen.

Auf den Betriebs- und Organisationsgedanken und die dazu unentbehrlichen Dispositionen für Bedienung, Verwaltung und Nebenbetriebe ist das ganze Bauunternehmen der Bäckerei klar, einfach und übersichtlich aufgebaut, das in Einrichtung und Gestaltung seinen vollendeten Ausdruck bekam. Die Schaffung des neuen Bauwerkes war eine große und interessante Aufgabe; es sollte den vielfachen Ansprüchen des gesamten Betriebes sowie weitgehenden hygienischen und sozialen Anforderungen genügen.

Für den konstruktiven Aufbau des Gebäudes der Bäckerei schien der Entwurfs- und Bauleitung ein auf Eisenbeton-Unterbau gestütztes Stahlskelett mit Ausmauerung in Klinkerverblendung sowie mit Trägerrosten für die massiven Geschoß- und Dachdecken am geeignetsten, und zwar in der klaren Erkenntnis der großen Vorzüge des Stahlbaues, die u. a. gerade die bei dem unsicheren Baugrund erwünschte Unempfindlichkeit und Gewichtserleichterung des Aufbaues, schnelle Hochführung, gute Raumausnutzung, die Anordnung großer Fenster und leichte Veränderungsmöglichkeit bieten.

Abb. 2 veranschaulicht die imponierende Größe und die raumgegliederte, lebendige Gestaltung des Bauwerkes inmitten des Forstes.

Die zu einer Einheit zusammengeschlossene Gruppe von Baukörpern verschiedener Höhe und Größe für die verschiedensten Zwecke ist aus den Abb. 3 u. 4, dem Grundriß des Erdgeschosses und den Längs- und Querschnitten, zu erkennen. Zum Teil geben diese Pläne auch einen Einblick in die einzelnen Arbeitsvorgänge.

Abb. 2. Fliegeraufnahme der Gesamtanlage.

Als Rohstoffe kommen vor allem in Betracht: Mehl, Zucker, Salz, Zutaten usw., welche mit der Eisenbahn herangeschafft, mit Elevatoren gehoben, in den einzelnen Räumen gelagert, verteilt und dann nach einem Verfahren ungewöhnlichen Ausmaßes und modernen Stils in Backware verwandelt und in der Expeditionshalle zum Absenden bereitgestellt werden.

Im 2. Obergeschoß befindet sich das Mehllager und im mittleren Teil 16 Mehlsilos. Im 1. Obergeschoß sind Vorrats-, Wohlfahrts- und Lagerräume, eine Pfannkuchenbäckerei,

die Teigmisch- und Knetanlage und verschiedene Gärräume untergebracht. Die Verwendung der Räume im Erdgeschoß ist aus den Angaben der Abb. 3 zu ersehen.

Das ganze Gebäude, dessen Hauptfront nach Süden gerichtet ist, hat in der Breite 57 m und in der Länge 228 m größte Ausdehnung, wobei Rampen und Vordächer nicht mitgerechnet sind. Die Stockwerkshöhen sind 3,25 m, 5,75 m, 5,2 m, 4,7 m und 5,9 m. Die Gesamthöhe vom Gelände bis zum Dachfirst stellt sich auf 22,7 m.

Das Gelände liegt am Gebäude auf + 33,3 m NN und das die Haupträume enthaltende Erdgeschoß 1,15 m darüber, in gleicher Höhe wie die Laderampen, d. h. auf + 34,45 m NN, im Entwurfsplan mit Ordinate + 0,0 bezeichnet. Die Kellersohle ist auf — 3,25 m und die Fundamentsohle auf etwa — 4,25 m angenommen.

Bei der Anordnung des Gebäudes mußte von vornherein mit der Erhaltung der Vorflut eines das Waldgelände durchfließenden Grabens und ferner mit der tiefen Lage des guten Baugrundes gerechnet werden.

Der Aufbau des Stahlskeletts, seine Stützen- und Trägerabstände sind der Ausbildung des Gebäudes nach Abb. 4 angepaßt. Die von den einzelnen Trägerlagen in den Decken aufzunehmenden Nutzlasten waren recht erheblich und betrugen:

in den Wohlfahrtsräumen 500 kg/m²
im Mehllager im 2. Obergeschoß . . 800 „
im Salz- und Papierlager im 1. Obergeschoß . . 1500 „
in d. Gärräumen im 1. Obergeschoß . . 1750 „

Außer diesen gleichmäßig verteilten Belastungen waren noch schwere Teigknetmaschinen auf besonderen Trägerlagen abzufangen, ebenso auch eine Transportbahn im 1. Obergeschoß mit 800 kg/lfd. m. Die ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführten Mehlsilos ergaben bei 7 m Höhe und 1,8 m ϕ eine Belastung von je 6100 kg, und schließlich betrug das Gewicht der Backöfen im Erdgeschoß 3800 ÷ 4500 kg/m².

Abb. 4. Grundriß des Großbäckereigebäudes.

Abb. 3. Längs- und Querschnitte durch die Bäckerei.

Abb. 5. Außenwandstütze.

Abb. 7. Stützen und Abfangeträger über dem Vorflutgraben.

Abb. 6a. Abfangekonstruktion für die Mehlsilos.

Den nach der Anordnung der aufgehenden Stahlstützen eingerichteten und bemessenen, bis 4,25 m unter Erdgeschoßplanum reichenden und ins Grundwasser eintauchenden Unterbau aus Eisenbeton, der den Kellerraum umschließt, bilden die längs 5,5 m und quer 5,7 bis 11,6 m voneinander entfernten, 3 m hohen Säulenstümpfe und die trapezförmigen Grundbalken mit den gegen Wasserauftrieb zwischengespannten, ebenen und dichten Grundplatten unter der Kellersohle. Die Balken, in die die Betonstützen eingespannt sind, haben Querschnitte von 0,9 × 0,6 m und von 1,8 × 3 m. Die Grundplatte spannt sich zwischen Eisenbetonbankettstreifen, die die einzelnen Stützen miteinander verbinden, d. h. die Gesamtfundierung ist ein zusammenhängendes Netz von Eisenbeton-Längs- und Querbalken, wobei letztere als Bindungs- und Aussteifungsbalken dienen. Die Säulenstümpfe, quadratisch geformt, im Höchstfall 1,3 × 1,3 m stark, tragen am Kopf unmittelbar die Stahlkonstruktion aus Stützen und Deckenunterzügen. Sie sind aus Stampfbeton in steifer Verbindung mit der Balkengrundplatte hergestellt und für eine zulässige Beanspruchung des Säulenquerschnitts von 28 kg/cm² bemessen; der größte Stützendruck stellt sich auf rd. 420 t.

Mit einer zeitweisen Absenkung des Grundwassers und mit der Durchführung des Vorflutgrabens in Form eines armierten Betonkanals im neuen Gebäude mußte gerechnet werden. An der Stelle, wo an der Nordseite der Kanal in das Gebäude eintritt, d. i. die Stelle, wo die Turnusöfen stehen, mußte zur Überbrückung des Kanalquerschnitts eine Frontstütze mit einer Gesamtlast von 236 t abgefangen werden.

Das ganze Gebäude ist bei einer Gesamtlänge von 228 m durch zwei Dehnungsfugen der Längsrichtung nach in drei Teile geteilt.

Die Stahlstützen sind mittels einer besonderen Fußkonstruktion auf den Stützen des Kellergeschosses bzw. des Unterbaues aufgesetzt. An den Außenstützen sind außer den Deckenlasten noch die exzentrisch wirkenden Lasten der die 38 cm starken Außenwände abfangenden, konsolartig angeschlossenen Ringträger aufzunehmen (Abb. 5). Die Stützenquerschnitte sind von Stockwerk zu Stockwerk den aufzunehmenden Lasten angepaßt. Die durch Beibleche gedeckten Stöße liegen wie üblich jeweils unmittelbar über den Fußböden. Verwendet wurden für die Stützen einfache Peiner Breitflanschträger oder zwei durch Bindebleche bzw. durchgehende Platten verbundene I- und auch ⊏-Profile. Die Außenstützen verschwinden zur Hälfte in den Außenwänden. Die innen vorspringenden Teile wie auch alle Innenstützen sind mit Beton ummantelt. Die Ummantelung ist mit glasierten Wandplatten verkleidet.

Die Stützen sind mit den Trägerrosten des Daches und sämtlicher Decken durch besonders starke Anschlüsse fest verbunden, wodurch auch in der Querrichtung eine ausreichende Windversteifung des Gebäudes erzielt wurde. Die Dachbinder über den Fabrikräumen bestehen aus einfachen I-Trägern, über welchen die ebenfalls aus I-Trägern bestehenden Pfetten gestreckt sind. Die Trägerroste der Decken sind den ungewöhnlich schweren Nutzlasten angepaßt. Als eigentliche Deckenträger wurden einfache I 22 ÷ I 45 sowie auch I P-Träger verwendet. Sie

Abb. 6. Abfangeträger für die Mehlsilos.

Abb. 9. Rahmenbinder der Expeditionshalle.

Abb. 8. Blick in die Expeditionshalle.

Abb. 10. Vordachbinder.

sind in der Regel 5,5 m weit gespannt und haben 2 m und in Einzelfällen auch 5 m Abstand. Die größten von ihnen aufzunehmenden Deckenlasten betrugen 5160 kg/m², wozu mitunter noch Einzellasten von 125 t kamen. Vielfach mußten im Hinblick auf die schweren Lasten in den durch die Stützen begrenzten Deckenfeldern noch Zwischenunterzüge angeordnet werden, und dadurch ergab sich die Notwendigkeit, zwischen den Stützen sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung kräftige Hauptunterzüge anzuordnen.

Bei der Decke unter dem Mehllager des zweiten Obergeschosses betrug die Nutzlast 3000 kg/m². Der schwerste Unterzug wurde hier bei 11,5 m Stützweite und für eine Gesamtbelastung von 125 t aus einem I P 60 mit drei Platten 350 × 20 gebildet. In dieser Decke waren außerdem die je 6100 kg schweren, aus Stahl konstruierten Mehlsilos mittels eines Stützringes und einer besonderen Trägerlage abzufangen (Abb. 6 u. 6a). Der über den Silos liegende Raum ist als Stahlskelettkonstruktion rd. 5 m über das Hauptdach hinaus ausgebaut. Die Konstruktion ist so eingerichtet, daß sie lose aufzulegende Tezettroste aufnehmen kann, von welchen aus der Raum in mehreren Höhen zwecks Säuberung und Instandhaltung der Silos begangen werden kann.

Auch in der Decke über dem Keller mußten schwere Trägerroste eingebaut werden, da die großen Ofengewichte aufzunehmen waren. Diese Decke ist als kontinuierliche Eisenbetonplatte zwischen Stahlträgern mit 620 bis 740 kg/m² Eigengewicht ausgebildet.

Die schweren Mammutöfen mit je 250 t Gewicht sind unmittelbar auf den Deckenplatten aufgestellt, während für leichtere Öfen sowie für die Teigknet- und Mischmaschinen besondere Wechselträger vorgesehen sind. Auf den Quadratmeter Decke bezogen, betrugen hier die größten Nutzlasten 3800 bis 4500 kg. Für die Unterzüge waren hier bei 11,6 m Stützweite und 5160 kg/m² Gesamtbelastung mitunter Blechträger bis 1,2 m Höhe erforderlich. Ein Teil der Deckenträger und Unterzüge hatte schließlich noch die Eigen- und Betriebslasten von Hängebahnen aufzunehmen.

Eine besonders interessante Konstruktion liegt unter den Turnusöfen (im Erdgeschoß) der Brötchen- und Weißbrotbäckerei, welche hier erstmals zur Aufstellung kamen (Abb. 7). Die Stütze A 28 steht in der Längswand unmittelbar über dem Vorflutgraben. An diese Stütze sollte ein schwerer Blechträger angeschlossen werden, der zur Abfangung der Turnusöfen erforderlich war. Da nun, im Gegensatz zu allen anderen Stützen, diese kein Fundament vorfand, mußte sie durch einen schweren Kastenträger ausgewechselt werden. Er besteht aus zwei I P55 mit Gurtplatten, hat eine Länge von 4,2 m und liegt in der Längswand des Gebäudes.

Für die Decke unter der Expeditionshalle war eine Nutzlast von 1000 kg/m² zu berücksichtigen.

Die Decken über dem Erdgeschoß sowie über dem 1. und 2. Obergeschoß, ferner ein Teil des Kellergeschosses sind als Hohlsteindecken Kleinscher Bauart ausgeführt, die auf den Unterflanschen der Kappenträger ruhen. Der übrige Teil der Kellerdecke, der die Öfen zu tragen hat, ist, wie bereits erwähnt, als Eisenbetondecke zwischen Stahlträgern ausgeführt.

Bei der Dacheindeckung liegen über der Kleinschen Decke 4 cm Korkplatten, Schutzestrich, Dachpappe und Perlkies.

Bei den Geschoßdecken — mit Ausnahme der Kellerdecke — ist eine Auffüllung bis Trägeroberkante in Bimskies und Bimsbeton (Höhenverhältnis etwa $^2/_3$ zu $^1/_3$) vorgesehen. Als Fußbodenbelag sind in den Lagerräumen Xylolithplatten, in den Betriebsräumen Zwickauer und Muldensteiner Platten gewählt. Die Unterseiten der Decken sämtlicher Arbeitsräume werden mit Fliesen verkleidet. Die Decken liegen mit Unterkante Trägerflansch bündig, so daß ebene Untersichten entstehen. Die Stärke der Decken stellt sich im Mittel auf rd. 40 cm und das Deckeneigengewicht auf etwa 530 bis 750 kg/m².

Eine solche vom Tragwerk steif umschlossene Massivdecke ist — viel mehr als Holz — geeignet, eine durchgehende Steifplatte des Hauses schon im Bauzustand zu schaffen und, was für den Baubetrieb so wichtig ist, eine sofort benutzbare Unterstützung für Geräte- und Baustofflagerung sowie für Weiterarbeit und für einen gegen Unfall mehr gesicherten, von Witterungseinflüssen fast unabhängigen Deckeneinbau zu bieten. Damit ist neben großer Sicherheit natürlich auch eine Beschleunigung des Aufbaus verbunden, die gerade in bestimmten Jahreszeiten ungünstiger Witterung dem Bauherrn, Bauleitung und Unternehmer immer sehr willkommen sein dürfte.

Die Konstruktion des flach geneigten, massiv eingedeckten, an vielen Stellen mit Oberlicht versehenen und mit Ruberoid belegten Hausdaches — Pfetten, Binder — ist in üblicher Weise durchgeführt, so daß auf die Abbildungen verwiesen werden kann.

Der 175 m lange Expeditionsraum (Abb. 8) in der Südfront ist durch vollwandige Dreigelenkrahmenbinder von 15,2 m Stützweite mit 5,5 m gegenseitigem Abstand überspannt, ebenso auch das der Ostfront vorgelagerte 40 m lange Kistenlager. Hier beträgt die Stützweite der Rahmenbinder 13,7 m, ihr gegenseitiger Abstand 4,81 m. Die Konstruktion der architektonisch besonders gut durchgebildeten Rahmenbinder über der Expeditionshalle ist aus Abb. 9 zu ersehen. Das Scheitelgelenk ist aus Knaggen gebildet. Der Riegel dieser Binder ist der flachen Dachrichtung unmittelbar angepaßt. Die Binderstiele verschwinden zum Teil in den Außen-

Abb. 11. Montage der Stützen.

Abb. 12. Montage der Rahmen mit Hilfe von Standbäumen.

Abb. 13. Montage des 2. Obergeschosses.

wänden, springen aber sonst, wie auch die oberen Riegel, unverhüllt in den Raum vor. Der Horizontalschub der Rahmen wird durch die Unterzüge der darunterliegenden Deckenkonstruktion aufgenommen. Die Fußgelenke der Portalbinder bestehen ebenfalls aus einer sehr zweckmäßigen Knaggenkonstruktion, die auf den hier gut ausgesteiften Deckenunterzügen gelagert ist.

In dem schwach geneigten Dach ist im First ein 5,1 m breites Satteloberlicht angeordnet. Auf den Binderriegeln liegen in 2,55 m Abstand die aus I P 20 bestehenden Pfetten, zwischen welchen, mit ihrer Unterkante bündig liegend, eine 15 cm starke Kleinsche Decke gespannt ist. Zur Isolierung ist auch hier das Dach mit 5 cm Bimsbeton, 4 cm Kork und 5 cm Aufbeton und mit einer Ruberoidlage versehen.

Der 20 cm hohe Fußboden dieser Expeditionshalle ruht auf den in 1,75 m und 2,925 m Abstand 5,50 m weit gespannten Längsträgern I P 32 und I P 38, die sich auf die Unterzüge I P 36 und I P 50 (in der Mitte) stützen (vgl. Abb. 9).

Das rechts sich anschließende Dach des ebenfalls langgestreckten, 6,70 m breiten Raumes neben der Halle ist ebenfalls zwischen einfachem Tragwerk massiv eingedeckt.

Die neben der Expeditionshalle verlaufende Rampe ist mit einem Glasdach überspannt, das die an die Portalpfosten angeschlossenen, 8 m frei ausladenden Vollwandkragträger halten.

Ähnlich wie diese ist die 5 m breite Rampe an der Ostfront überspannt, ferner die 4 m breite Verladerampe an der Nordfront.

Die Vollwandkragträger erreichen eine Größthöhe von 1 m an der Anschlußstelle; sie verjüngen sich nach außen auf 18 cm. Bemerkenswert ist, daß die Pfetten und Sprossen für die Glasvordächer nicht auf den Kragbindern, sondern an der Unterseite angebracht sind, so daß die Untersicht gegen die Vordächer eine vollkommen glatte Fläche ergibt und die Kragbinder nach oben aus dem Glasdach herausragen (Abb. 10).

Die die Räume abschließenden Wände des Gebäudes sind außen zwischen den Stützen mit Klinkerverblendung 38 cm stark, im Innern teils 25 und 13 cm stark, zum Teil auch als durchsichtige Glas-Trenn-Wände ausgebildet.

Die Verbindung des wetterfesten, dauerhaften und lebhaften Klinkermauerwerks mit dem hochstrebenden Stahlbau ist nicht nur bautechnisch und konstruktiv, sondern auch architektonisch als eine glückliche Lösung des Hochbaus solcher Art anzusehen, wie ja auch die äußere Erscheinung des Bauwerks zur Genüge beweisen wird. Diese wird noch gehoben durch Anordnung der großen Fenster (7 × 7 m) in der Front eines Hauses, in dem Licht und Luft eine Wohltat für die Arbeit und Güte dieses Bäckereibetriebes sein werden.

Der Bau der Bäckerei — die Gesamtanlage erforderte über 3000 t Stahlkonstruktion — wurde Ende Juli 1929 in Angriff genommen. Der Skelettbau wurde Ende September 1929 begonnen und im Januar 1930 zum Abschluß gebracht. Im Zusammenhang mit diesem wurde fortschreitend auch die Ausführung der Wände, der Geschoß- und Dachdecken, anschließend der innere Ausbau, die maschinelle Einrichtung und die Installation des Gebäudes durchgeführt. Inzwischen mußte für die Aufnahme des Betriebes der Bäckerei auch erst die Technische Zentrale nebst Kesselhaus vollendet werden.

Es ist demnach ein Bau von diesem Riesenausmaß — Unterbau, Stahlaufbau und Betriebsausstattung — in der überraschend kurzen Zeit von 13 Monaten und einschließlich der Aufstellung der Maschinen für den Betrieb in 17 Monaten vollendet worden, dank der Umsicht und Disposition der Bauleitung und der Unternehmerschaft. Einen bedeutenden Anteil an der einwandfreien und beschleunigten Errichtung des Gebäudes hatten Vorbereitung und Aufstellung der ganzen Stahlkonstruktion, die sich ohne Unfall und schnell vollzog.

Die ausführende Stahlbaufirma konnte trotz der ungünstigen Jahreszeit (kurze Tage, Regen, Frost, Schnee) in jedem Monat etwa 700 t Konstruktion aufstellen. Man darf diese Montagearbeit wohl als eine glänzende Leistung bezeichnen, die den vollen Beifall des Bauherrn und der Architekten fand. In dieser Bauweise äußern sich die großen Vorzüge des Stahlbaues.

Einen interessanten und instruktiven Einblick in die einzelnen Stadien der vor allem mit Standbäumen vorgenommenen Errichtung des Stahlskeletts geben die Abb. 11 bis 13.

Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung für das ganze Unternehmen lagen in den Händen der Architekten B. D. A. Max Taut & Hoffmann, Berlin, und des leitenden Architekten der Konsum-Genossenschaft, Fritz Wetstein.

Die Standsicherheitsberechnung ist angefertigt von Ziv.-Ing. M. Salomonsen, Berlin.

An Bauunternehmern waren beim Bau der Bäckerei vor allem beteiligt: Bei den Bauarbeiten die Bauhütte G. m. b. H., Berlin, bei dem Stahlskelettbau die Fa. D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, welche die Stahlkonstruktion für die Bäckerei und die übrigen Gebäude vorbereitet, angeliefert und aufgestellt, dabei zur größten Zufriedenheit der bauleitenden Architekten überaus schnell, störungs- und reibungslos gearbeitet hat.

Zur Zeit werden anschließend auch die anderen Gebäude und Betriebe ausgeführt, über die an anderer Stelle noch berichtet werden wird.

Hier sollte dem interessierten Leser nur ein Einblick in den Bau der Großbäckerei — unter Bevorzugung des Stahlbaus — gegeben werden; die Erörterung der Gesamtanlagen auf dem Grundstück bleibt natürlich berufenen Vertretern der Bauherrschaft überlassen.

Über eine allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken- und Rahmentragwerken.

Von Dr.-Ing. St. Szegö und Dr.-Ing. P. Neményi, Berlin.

Bekanntlich läßt sich jede Momenten- bzw. Querkrafteinflußlinie eines statisch unbestimmten Tragwerkes als Biegelinie des gleichartigen Systems niedrigerer Ordnung darstellen, indem man an der Stelle des zu untersuchenden Querschnittes ein Gelenk (bzw. ein Imaginärgelenk) angebracht denkt und an den so geschaffenen „Trägerenden“ zwei entgegengesetzt gleiche Drehmomente bzw. Lasten aufbringt. Die zu dieser Belastung gehörige Biegelinie des gedachten gelenkigen Trägers liefert dann die gesuchte Momenten- bzw. Querkrafteinflußlinie.

So anschaulich auch diese Sätze sind, so wenig kann man mit ihnen im allgemeinen praktisch anfangen. In der Tat setzt die Bestimmung der verschiedenen Biegelinien für den gelenkig gedachten Träger eine gründliche Kenntnis der statischen Wirkungsweise eines solchen Tragwerkes voraus und die somit erforderliche Vorberechnung dieses gedachten Tragwerkes ist in vielen Fällen schwieriger als die Berechnung des ursprünglichen Tragwerkes selbst[1]). Insbesondere macht das Feld, in dem der zu untersuchende Querschnitt selbst liegt, größere Schwierigkeiten. Man hat daher den Gedanken bislang praktisch nur zur Feststellung der Stützenmomente von durchlaufenden Balken angewendet. Die Einflußlinien der Feldmomente und der Querkräfte wurden dann aus den Einflußlinien der Stützenmomente durch Überlagerung bestimmt.[2])

Um einen tieferen Einblick in die besonderen Eigenschaften der Momenten- und Querkrafteinflußlinien der Balken- und Rahmentragwerke zu gewinnen und zugleich auch um die rasche und unabhängige Kontrolle einer einzelnen Einflußlinie (die nach einer der eben erwähnten Methoden ermittelt worden war) zu ermöglichen, wird nachstehend die vom zweitgenannten Verfasser in aller Allgemeinheit gegebene neuartige Deutung[3]) der Einflußlinien als Biegelinien für bestimmte konzentrierte Lastgruppen weiter ausgebaut.

Diese neue Betrachtungsweise knüpft — ebenso wie die bisherige Darstellung der Einflußlinien — an den grundlegenden Satz von den virtuellen Verschiebungen an. Während aber bei der alten Darstellungsweise gewisse gedachte Veränderungen am Tragwerk vorgenommen werden müssen, um das Prinzip anwenden zu können, wird nachstehend gezeigt, daß gewisse gedachte Lastgruppen, als äußere Kräfte am unveränderten Tragwerk angebracht, dasselbe zu leisten vermögen.

Die Fragestellung ist: Was für äußere Einflüsse müssen an dem unveränderten Tragwerk angebracht werden, damit die Biegelinie dieser Einflüsse mit der gesuchten Einflußlinie übereinstimmt?

Die äußeren Einflüsse müssen offenkundig so beschaffen sein, daß sie die erforderlichen Knicke bzw. Sprünge der nachgebildeten Biegungslinie hervorzurufen vermögen und bestehen mithin aus konzentrierten Gleichgewichtssystemen, die in den oben erwähnten ausgezeichneten Punkten (Knickstellen bzw. Sprungstellen) angebracht werden müssen.

a) Einzellast P als Lastgruppe erster Ordnung

b) Einzelmoment $P \cdot d = T$ als Lastgruppe zweiter Ordng

c) Doppelmoment $P \cdot d^2 = S$ als Lastgruppe dritter Ordnung

d) Doppelangriff $P \cdot d^3 = U$ als Lastgruppe vierter Ordnung

Abb. 1. Darstellung der Lastgruppen.

Die verschiedenen in Frage kommenden Gleichgewichtssysteme können nun von der Einzellast als Grundbegriff (= Lastgruppe erster Ordnung) hergeleitet werden: Die „Änderung“ der Einzellast P (auf der unendlich kleinen Strecke d) ergibt die Lastgruppe zweiter Ordnung (auch „Einzelmoment“ genannt) mit dem Betrage $P\,d = T =$ konstant (Abb. 1a); die „Änderung“ des Einzelmomentes auf der gleichen Strecke ergibt die Lastgruppe dritter Ordnung (auch „Doppelmoment“ genannt) mit dem Betrage $P\,d^2 = S =$ konstant (Abb. 1b); ebenso die „Änderung“ des Doppelmomentes auf der Strecke d die Lastgruppe vierter Ordnung (auch „Doppelangriff“ genannt) mit dem Betrage $P\,d^3 = U =$ konstant (Abb. 1c).

Alle diese Lastgruppen, am unveränderten Tragwerk angebracht, erzeugen Biegelinien, die in passendem Maßstab gemessen, als Einflußlinien der im Lastangriffspunkt wirkenden statischen Größen gedeutet werden können. Bekanntlich ist — wenn $w\,(x,\,z)$ die Durchbiegungsfunktion allgemein bedeutet — das Biegungsmoment bzw. die Querkraft der Stelle x infolge der an der Stelle z wirkenden Einzellast proportional mit:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\partial^3 w}{\partial x^3}.$$

Anderseits ist die Durchbiegung infolge der Lastgruppen dritter bzw. vierter Ordnung — wie es durch Grenzübergang leicht nachgewiesen werden kann — proportional mit:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\partial^3 w}{\partial z^3}.$$

Aus der Maxwellschen Symmetrieeigenschaft der Verschiebungsfunktion w folgt aber:

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_{\substack{x=a\\ z=\alpha}} = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)_{\substack{x=\alpha\\ z=a}}$$

und

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\right)_{\substack{x=a\\ z=\alpha}} = \left(\frac{\partial^3 w}{\partial z^3}\right)_{\substack{x=\alpha\\ z=a}}.$$

Die Einflußlinie des Biegungsmomentes M_x stimmt somit mit der Biegelinie des an der Stelle x angebrachten Doppelmomentes überein, desgleichen die Einflußlinie der Querkraft Q_x mit der Biegelinie des an der Stelle x angebrachten Doppelangriffs. Aus der Rangordnung der statischen Größen und der Lastgruppen folgt dann ferner, daß die Biegelinie des Einzelmomentes gleichzeitig Einflußlinie des Neigungswinkels und die Biegelinie der Einzellast gleichzeitig Einflußlinie der Durchbiegung ist. Mit der letzten Feststellung schließt die neue Betrachtungsweise an die bekannten Sätze der Statik an[4]).

Um die vorstehenden allgemeinen Sätze zur vereinfachten Berechnung der vielfach statisch unbestimmten Balken- und Rahmentragwerke verwenden zu können, müssen noch die zu der jeweiligen Lastgruppe gehörigen statisch unbestimmten Größen vorweg bekannt sein.

Zieht man die graphische Lösung vor, d. h. will man die Einflußlinien zeichnen, so geht man zweckmäßigerweise von den bekannten Festpunktabständen aus, die man durch das Rittersche Verfahren schnell und unabhängig zu berechnen vermag. Die Stützenmomente infolge der Lastgruppen ergeben sich dann als einfache Funktionen der Laststellung und der Festpunktabstände.

Abb. 2. Stützenmomentenfläche für Einzellast.

Die zu der wandernden Einzellast des i-ten Feldes (Lastgruppe erster Ordnung) gehörige Stützenmomentenfläche ist in Abbild. 2 dargestellt. Mit den dort eingetragenen Bezeichnungen sind die Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -P f \cdot \frac{z\,z'\,(2\,l_i - z - 3\,f')}{(l_i - f - f')\,l_i^2}.$$

und

$$M_i = -P f' \cdot \frac{z\,z'\,(2\,l_i - z' - 3\,f)}{(l_i - f - f')\,l_i^2}.$$

[1]) Die beiden „Trägerenden“ der Hilfskonstruktionen hängen nach Anbringen des „Momentengelenkes“ immer noch durch eine Querkraft, beim „Querkraftgelenk“ durch ein Moment zusammen, so daß eine getrennte Berechnung der beiden Teilsysteme gar nicht möglich ist.

[2]) Verschiedentlich wird auch geraten, für eine größere Anzahl von Laststellungen die Momentenflächen zu ermitteln und dann aus diesen Momentenflächen die zur Darstellung der Einflußlinien erforderlichen einzelnen Ordinaten der Reihe nach abzugreifen und aufzutragen, ein offenbar zu umständliches und wenig anschauliches Verfahren.

[3]) P. Neményi: „Über die Singularitäten der Elastizitätstheorie“, Z. f. ang. Math. 1930, Heft 4.

[4]) Die oben abgeleiteten Sätze beruhen sämtlich auf der Durchführung des Grenzüberganges, d. h. es werden unendlich große Lasten P in unendlich kleinen Abständen d voneinander bei unveränderten Beträgen für T, S bzw. U vorausgesetzt.

Die zu den höheren Lastgruppen gehörigen Stützenmomente ergeben sich dann durch wiederholte Differentiation der vorstehenden Gleichungen, und zwar betragen:

die zu dem Einzelmoment (Lastgruppe zweiter Ordnung) gehörigen Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -T f \cdot \frac{3 z^2 - 6 z (l_i - f') + l_i (2 l_i - 3 f')}{(l_i - f - f') l_i^2}$$

und

$$M_i = +T f' \cdot \frac{3 z'^2 - 6 z' (l_i - f) + l_i (2 l_i - 3 f)}{(l_i - f - f') l_i^2},$$

desgl. die zu dem Doppelmoment (Lastgruppe dritter Ordnung) gehörigen Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -6 S f \cdot \frac{(f' - z')}{(l_i - f - f') l_i^2}$$

und

$$M_i = -6 S f' \cdot \frac{(f - z)}{(l_i - f - f') l_i^2},$$

endlich die zu dem Doppelangriff U (Lastgruppe vierter Ordnung) gehörigen Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -6 U f \cdot \frac{l}{(l_i - f - f') l_i^2}$$

und

$$M_i = -6 U f' \cdot \frac{l}{(l_i - f - f') l_i^2}.$$

Abb. 3. Entwicklung einer Momenteneinflußlinie.

Wie ersichtlich, ergeben sich besonders für die Stützenmomente infolge der Lastgruppen dritter und vierter Ordnung sehr einfache Formeln. In Abb. 3 u. 4 sind die zu diesen Lastgruppen gehörigen gesamten Momentenflächen und auch die zugehörigen Biegelinien gezeichnet, die sich bekanntlich als Seillinien zu der Momentenfläche (als Belastungsfläche aufgefaßt) ergeben. Die gesamte Momentenfläche des Doppelmomentes liefert die Einflußlinie des Feldmomentes, die gesamte Momentenfläche des Doppelangriffs die Einflußlinie der Querkraft als Biegelinie[5].

Wird die analytische Lösung bevorzugt, so wird mit Vorteil die in Heft 11, 1931 vom erstgenannten Verfasser gegebene allgemeine Methode zur Berechnung von hochgradig statisch unbestimmten stetigen Systemen verwendet. Die Stützenmomente des durchlaufenden Tragwerkes sind dort als Integralsummen der Momentenflächen der Belastung (bzw. deren Ergänzung) mit einer bestimmten virtuellen Momentenfläche $\mathfrak{M}_i$ gedeutet. In Abb. 5 sind die Momentenflächen der Belastungen (Doppelmoment und

[5]) Durch diese Betrachtungsweise ordnen sich die Einflußlinien für die inneren Kraftgrößen von statisch bestimmten Tragwerken (Momente, Querkräfte) zwanglos als Sonderfälle der obigen allgemeinen Einflußlinien ein. Im besonderen kann man die bekannten polygonalen Einflußlinien anschaulich als Grenzfiguren der Biegelinien darstellen.

Abb. 4. Entwicklung einer Querkrafteinflußlinie.

Doppelangriff) und die virtuelle Momentenfläche $\mathfrak{M}_i$ dargestellt und auch die verwandten besonderen Bezeichnungen eingetragen. Als Hilfswerte werden verwendet:

$$\alpha = z / l_i; \quad \alpha' = z' / l_i;$$

$$u_i = \frac{l_i}{2 (l_i + l_{i-1}) - u_{i-1} l_{i-1}}; \quad u_i' = \frac{l_i}{2 (l_i + l_{i+1}) - u_{i+1} l_{i+1}};$$

$$r_i^l = \frac{3 u_i}{1 - u_i u_i'} \cdot l_i; \quad r_i^r = \frac{3 u_i'}{1 - u_i u_i'} \cdot l_i;$$

$$d_i^r = \frac{u_i' (1 + u_i)}{1 - u_i' u_i} \cdot l_i; \quad d_i^l = \frac{u_i (1 + u_i')}{1 - u_i u_i'} \cdot l_i;$$

Abb. 5. Bestimmung der statisch unbestimmten Größen aus der virtuellen Momentenfläche mit Hilfe der Lastgruppen.

sodann ist ganz allgemein:

a) für das Doppelmoment S:

$$M_i = \int M \mathfrak{M}_i \, d x = \int S \mathfrak{M}_i \, d x = \left(6 \alpha' d_i^r - 2 r_i^r\right) \cdot \frac{S}{l_i^2};$$

und entsprechend:

$$M_{i-1} = \left(6 \alpha d_i^l - 2 r_i^l\right) \cdot \frac{S}{l_i^2};$$

für lauter gleiche Felder wird dann:

$$M_i = (1{,}268 - 0{,}50) \sqrt{3} \cdot \frac{S}{l_i^2}; \quad M_{i-1} = (1{,}268 - 0{,}50) \sqrt{3} \cdot \frac{S}{l_i^2}.$$

b) für den Doppelangriff U:

$$M_i = \int U \mathfrak{M}_i \, d x = -6 d_i^r \cdot \frac{U}{l_i^3}; \quad M_{i-1} = -6 d_i^l \cdot \frac{U}{l_i^3};$$

und für lauter gleiche Felder:

$$M_i = -1{,}268 \sqrt{3} \cdot \frac{U}{l_i^3} = M_{i-1}.$$

Die Größe des Stützenmomentes für den Doppelangriff ist mithin unabhängig von der Lage der Belastung, hängt vielmehr nur von der Beschaffenheit des Tragwerkes ab.

Diese analytisch gewonnenen Formeln entsprechen selbstverständlich genau den vorstehend für die graphische Auflösung angegebenen Gleichungen. Der Zusammenhang zwischen den Festpunktabständen f und f' und den Hilfswerten d, r und u ist durch die nachstehenden Gleichungen festgelegt:

$$f = \frac{u_i\, l_i}{1 + u_i}; \quad f' = \frac{u_i'\, l_i}{1 + u_i'};$$

ferner ist:

$$l - f - f' = \frac{(1 - u_i\, u_i')\, l_i}{(1 + u_i)(1 + u_i')} \text{ usw.}$$

Zusammenfassend ist zu sagen:

Zu a): Die Momentenfläche des belasteten Feldes besteht somit (nach dem Grenzübergang) aus einer Einzellast und einem Trapez; die zu dieser Belastungsfläche gehörige zweite Momentenfläche, die sich in bekannter Weise leicht errechnen läßt, ist die Biegelinie der Lastgruppe dritter Ordnung und gleichzeitig die Einflußlinie des zugehörigen Feldmomentes.

Zu b): Die als Belastungsfläche dienende Momentenfläche besteht aus einem Drehmoment und einer verschränkten Trapezfläche; die in üblicher Weise berechenbare zweite Momentenfläche ist die Biegungslinie der Singularität vierter Ordnung und gleichzeitig die Einflußlinie der zugehörigen Querkraft im Felde.

Abb. 6. Zur Kontrolle der Momenteneinflußlinie.

Abb. 7. Zur Kontrolle der Querkrafteinflußlinie.

Die nach irgendeinem Verfahren graphisch oder analytisch bestimmten Einflußlinien können mittels verschiedener durch das vorliegende Verfahren gegebener Kontrollen auf ihre Richtigkeit hin schnell und unabhängig geprüft werden. Z. B. kann man (Abb. 6) sofort einsehen, daß zwischen der von den beiden Tangenten aus einer Lotrechten ausgeschnitteten Strecke h und der von den beiden Parallelen zu den Endtangenten aus derselben Lotrechten ausgeschnitteten Strecke h_l die Beziehung besteht: $\frac{h}{h_l} = \frac{S}{S - F}$, wobei F die Fläche des zu S gehörigen Stützenmomententrapezes ist, also auch:

$$\frac{h_l}{h} = 1 + \frac{3\,(2 f f' - f z' - f' z)}{(l_i - f - f')\, l_i}.$$

Eine besonders einfache Kontrolle ist für die Einflußlinie der Querkraft möglich. Da hier die Stützenmomentenordinaten nur von den Festpunktabständen abhängen, ergibt der Nullpunkt der aus den Festpunktordinaten gebildeten verschränkten Trapezfläche (Abb. 7) die Inflexionsstelle der Querkrafteinflußlinie. Natürlich kann man aus den erkannten Zusammenhängen ohne Schwierigkeit noch weitere Kontrollen ableiten und ebenso auch die bekannten Eigenschaften der Einflußlinie überhaupt auf der obigen einheitlichen Grundlage beweisen. Diese letzte Beweisführung soll aber einer weiteren Arbeit vorbehalten bleiben.

Zahlenbeispiel.

Das maßgebende Mittelfeld des in Abb. 8 gezeichneten stählernen Krahnbahnträgers (durchlaufender Balken über viele Felder mit konstantem Trägheitsmoment) soll für die Kranlast von $2 \cdot 40 = 80$ t (Radstand 2 m) berechnet werden.

Abb. 8.

a) analytisch:

Zur Berechnung der Größen u genügen höchstens drei Kettenglieder, also ist:

$$u_m = \cfrac{6{,}0^2}{2 \cdot 8{,}5 - \cfrac{2{,}5^2}{2 \cdot 7{,}5 - \cfrac{5{,}0^2}{2 \cdot 7{,}5}}} \cdots; \quad u_m' = \cfrac{6{,}0^2}{2 \cdot 11{,}0 - \cfrac{5{,}0^2}{2 \cdot 7{,}5 - \cfrac{2{,}5^2}{2 \cdot 7{,}5}}} \cdots$$

ausgewertet:

$$u_m = 0{,}362 \cdot 6{,}0 = 2{,}17 \text{ m};$$
$$u_m' = 0{,}296 \cdot 6{,}0 = 1{,}78 \text{ m};$$

mithin ist:

$$d_m^l = \frac{0{,}362 \cdot 1{,}296 \cdot 6{,}0}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 3{,}153 \text{ m};$$
$$d_m^r = \frac{0{,}296 \cdot 1{,}362 \cdot 6{,}0}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 2{,}709 \text{ m};$$
$$r_m^l = \frac{3 \cdot 0{,}362 \cdot 6{,}00}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 7{,}298 \text{ m};$$
$$r_m^r = \frac{3 \cdot 0{,}296 \cdot 6{,}00}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 5{,}968 \text{ m}.$$

Abb. 9. Beispiel für die rein graphische Bestimmung der Einflußlinien als Biegelinien. (d = Drittellinie, v = verschränkte Drittellinie, f = Festlinie)

Nunmehr wird die Lastgruppe dritter Ordnung (mit $S = 1$) in der Mitte des Mittelfeldes angebracht, die zugehörigen Stützenmomente ergeben sich alsdann aus:

$$l_m^2 M_{m-1} = (3 \cdot 3{,}153 - 2 \cdot 7{,}298)\, S = -5{,}137;$$
$$l_m^2 M_m = (3 \cdot 2{,}709 - 2 \cdot 5{,}968)\, S = -3{,}809.$$

Der linksseitige Auflagerdruck der gesamten Momentenfläche beträgt somit:

$$L = \frac{1}{2} - \frac{5{,}137}{3 \cdot 6{,}0} - \frac{3{,}809}{6 \cdot 6{,}0} = 0{,}1088$$

und der rechtsseitige Auflagerdruck:

$$R = \frac{1}{2} - \frac{5{,}137}{6 \cdot 6{,}0} - \frac{3{,}809}{3 \cdot 6{,}0} = 0{,}1457.$$

Die Ordinaten des linksseitigen Zweiges der Einflußlinie sind:

$$y^l = L x - \frac{M_{m-1}\, x^2}{2} + \frac{(M_{m-1} + M_m)\, x^3}{6\, l_m} = 0{,}1088\, x - 0{,}071\,38\, x^2 - 0{,}001\,025\, x^3,$$

ebenso des rechtsseitigen Zweiges der Einflußlinie:

$$y^r = R x = \frac{M_m\, x'^2}{2} - \frac{(M_{m-1} - M_m)\, x'^3}{6\, l_m} = 0{,}1457\, x' + 0{,}0529\, x'^2 + 0{,}001\,025\, x'^3.$$

Die Größtordinate in Feldmitte beträgt demnach:

$$\max y = 0{,}1088 \cdot 3{,}0 + 0{,}071\,38 \cdot 9{,}0 - 0{,}001\,025 \cdot 27{,}0 = 0{,}9411.$$

Im vorliegenden Fall ist die eine Einzellast über die Spitze der Einflußlinie zu stellen, es ist dann[6]):

$$\max M = 40{,}0\,(0{,}1457 \cdot 4{,}0 + 0{,}0529 \cdot 10{,}0 + 0{,}001\,025 \cdot 28{,}0) = 45{,}56 \text{ tm}.$$

Wird die Lastgruppe vierter Ordnung (mit $U = 1$) in Feldmitte angebracht, so betragen die zugehörigen Feldmomente formelgemäß:

$$l_m{}^2 M_{m-1} = d_m^l = 3{,}153 \quad \text{und} \quad l_m{}^2 M_m = -d_m^r = -2{,}709.$$

Die Auflagerdrücke der zugehörigen Momentenflächen sind:

$$L = \frac{1}{l_m} - \frac{M_{m-1}\, l_m}{2} + \frac{(M_{m-1} - M_m)\, l_m}{6} = 0{,}167 - 0{,}262 + 0{,}163 = 0{,}068,$$

$$R = \frac{1}{l_m} - \frac{M_m\, l_m}{2} - \frac{(M_{m-1} - M_m)\, l_m}{6} = -0{,}167 - 0{,}163 + 0{,}226 = -0{,}104.$$

Die Ordinaten der Einflußlinien betragen alsdann:

$$y^l = L\,x + \frac{M_{m-1}\, x^2}{2} - \frac{(M_{m-1} - M_m)\, x^3}{6\, l_m} = 0{,}068\, x + 0{,}0438\, x^2 - 0{,}004\,53\, x^3,$$

$$y^r = R\,x' + \frac{M_m\, x'^2}{2} + \frac{(M_{m-1} - M_m)\, x'^3}{6\, l_m} = -0{,}104\, x' - 0{,}0378\, x'^2 + 0{,}004\,53\, x'^3.$$

Die Spitzenordinaten in Feldmitte ergeben sich zu:

$$y_m^l = +0{,}473 \quad \text{und} \quad y_m^r = -0{,}527.$$

Die größte Querkraft infolge der beiden Randlasten beträgt:

$$\max Q = 40{,}0\,(-0{,}104 \cdot 4{,}0 - 0{,}0378 \cdot 10{,}0 + 0{,}004\,53 \cdot 28{,}0) = -26{,}8 \text{ usw}$$

b) graphisch:

Die Lösung ist auf Grund der oben dargelegten Methode in Abb. 9 durchgeführt. Die Ergebnisse stimmen genau mit denen der analytischen Auflösung überein.

[6]) Ergibt sich die ungünstigste Lage der Belastung nicht unmittelbar aus der Form der Einflußlinie (z. B. bei den Stützenmomenten), so ist die Gleichung des Größtmomentes mittels der Bedingung $X = 1 - a - x$ in die Form $\max M = a\,x^3 + b\,x^2 + c\,x + d$ zu bringen. Die Gleichung nach x differenziert und dann gleich Null gesetzt erhält man als Auflösungswurzel x_0 den ungünstigsten Abstand der Belastung vom Auflager. Der Wert x_0 ist dann in die Bestimmungsgleichung für $\max M$ einzuführen. Die Aufgabe ist somit stets analytisch, ohne jedwelches graphisches Hilfsmittel zu lösen.

Die neue Kalkofenanlage in Stahlkonstruktion in der Zuckerfabrik Maltsch a. O.

Von Zivil-Ingenieur **Paul Katz**, Breslau, Prüfingenieur für Statik.

Als eine der Hauptursachen der zunehmenden Arbeitslosigkeit wird von volkswirtschaftlicher Seite die fortschreitende Rationalisierung in Industrie und Landwirtschaft angeführt. Ein typisches Beispiel hierfür bietet der gegenwärtige Stand der Rübenzuckerindustrie. Während früher die Kampagne 5 Monate dauerte und einer großen Anzahl von Arbeitern Beschäftigung und Verdienstmöglichkeit bot, wird heute durch die neuen Methoden und maschinellen Einrichtungen die gleiche Leistung mit erheblich verringerten Arbeitskräften in der Hälfte der früheren Zeit erzielt.

Als Prüfingenieur für Statik hatte Verfasser dieses Aufsatzes Gelegenheit, in der Zuckerfabrik Maltsch a. O., der größten derartigen Anlage in Schlesien, von dem Stande der modernen Einrichtung Kenntnis und Einsichtnahme zu erhalten. Dort wurden in den letzten Jahren umfangreiche Erweiterungen der Kochstation, der Filterstation, der Pülpestation, der Schnitzeltrocknung, eine neue Kalkofenanlage, eine Scheideschlammhängebahn u. a. geschaffen. Hierbei handelt es sich um gewaltige Neubauten, die durchweg in Stahlkonstruktion ausgeführt wurden und in statischer Hinsicht manches Interessante boten.

Bei der statischen Untersuchung von Trag- und Stützkonstruktionen in derartigen Betrieben muß in Betracht gezogen werden, daß die Konstruktionsteile während der Kampagne in dauerndem Tag- und Nachtbetriebe durch die mit hohen Tourenzahlen laufenden Zentrifugen und Rührwerke starken Erschütterungen ausgesetzt sind, deren Auswirkungen auf die Baukonstruktionen sich rechnerisch gar nicht erfassen lassen.

Außerdem erfahren einzelne Konstruktionsteile bei den monatelangen Reinigungsarbeiten während der Betriebsruhe häufig durch angehängte Flaschenzüge oder durch Aufbringung anderer zufälliger Belastungen zeitweise ganz erhebliche und unvorhergesehene Beanspruchungen. In einem Falle beobachtete Verfasser, daß ein 7 m hoher, bis zur Decke eines Parterreraumes reichender mehrreihiger Stapel von Säcken mit Trockenschnitzel infolge ungleicher Druckverteilung sich gegen eine Stahlskelettaußenwand anlehnte und den Konstruktionsgliedern dieser Wand ein ganz erheblicher Seitendruck zugemutet wurde.

Abb. 1. Gesamtansicht der Kalkofenanlage.

Derartige statische Verstöße kommen zweifellos in den meisten Betrieben vor, bleiben aber den Augen der Bauaufsichtsbehörde in der Regel unsichtbar, da nach der behördlichen Abnahme kein Bauaufsichtsbeamter die Betriebsräume mehr betritt. Nur die Gewerbeaufsicht kommt von Zeit zu Zeit in die Betriebe, indessen ist deren Augenmerk doch auf ganz andere Dinge gerichtet.

Jedenfalls ist bei statischen Untersuchungen bei derartigen Betrieben eine scharf ausgetüftelte Rechnungsmethode nicht am Platze, vielmehr muß mit möglichst ungünstigen Belastungsannahmen von vornherein gerechnet werden, und der amtlich zulässige Sicherheitsgrad muß bei der Bemessung erheblich unterschritten werden.

Von vorstehend genannten Bauten der Zuckerfabrik Maltsch soll im nachfolgenden nur die neue Kalkofenanlage in Stahlkonstruktion behandelt werden.

Die Kalkofenanlage.

Der Kalkofen spielt bei der Zuckerfabrikation eine Hauptrolle. Er dient zum Brennen des Kalksteins und hat den Zweck, den im Fabrikationsprozeß erforderlichen gebrannten Kalk und die Kohlensäure zu liefern.

Vor dem Umbau dienten in der Zuckerfabrik Maltsch zur Kalkherstellung zwei kleine Kalköfen mit Handbeschickung und Handentleerung, die in 24 Stunden 18 t gebrannten Kalk lieferten.

Die neue Anlage hat ein Fassungsvermögen von 89,65 m³ und eine Leistung von 47,5 t in 24 Stunden.

Eine Gesamtansicht der neuen Kalkofenanlage zeigt Abb. 1, während die Maßskizze Abb. 2 die Hauptmaße erkennen läßt.

Wie daraus ersichtlich, besteht die Anlage aus dem Kalkofen, einem Aufzugsturm und einer Transportbrücke, die den Turm mit dem Kalkofen verbindet und die Portalkonstruktion mit der daran angehängten Laufbahn für den Laufwagen trägt.

Zwischen Kalkofen und Aufzugsturm, unter der Transportbrücke laufen drei normalspurige Gleise für den Antransport der Kalksteine und des Brenngutes nach den Lagerplätzen, die unmittelbar in nächster Nähe des Aufzugsturmes sich befinden.

Die Beschickung des Kalkofens wickelt sich folgendermaßen ab:

Der mit Kalksteinen und Koks beladene, etwa 1 t wiegende Kübel wird nach der Einleitung der Bewegung durch Niederdrücken eines Druckknopfes, was an der unteren Ladestelle erfolgt, gehoben, bis er an die Arretierungsvorrichtung des Laufwagens stößt und diese auslöst. Durch den weiter wirkenden Seilzug der Winde wird der Laufwagen mit dem Kübel seitwärts geschoben, bis er über dem Schütttrichter des Kalkofens selbsttätig zum Stillstande kommt (Abb. 2). Gleichzeitig wird in dem Augenblick, in dem sich der Kübel dem Einfalltrichter bis auf etwa 2 m genähert hat, die Glockenhubwinde selbsttätig eingeschaltet und die Glocke gehoben, so daß die Einschüttöffnung des Ofens frei wird. Nach selbsttätiger Entleerung des Kübels wird die Bewegung der Winde in entgegengesetzter Richtung selbsttätig eingeleitet, und beide Winden laufen rückwärts, d. h. die Seile wickeln sich ab. Hierdurch wird der Laufwagen mit dem Kübel durch das Gegengewicht, welches vorher beim Verfahren des Laufwagens mit gehoben wurde, wieder über Aufzugsmitte zurückgefahren, und die Glocke senkt sich gleichzeitig über der Ofenöffnung, schließt dieselbe ab und kommt zum Stillstand.

Die Hauptwinde läuft weiter rückwärts, bis der Laufwagen mit dem Kübel über Aufzugsmitte steht. Da die Winde hier noch nicht zum Stillstande kommt, senkt sich der Kübel bis zum Erdboden, wo die Winde dann selbsttätig zum Stillstande kommt. Infolge des vollständig automatischen Betriebes ist zur Bedienung nur ein Mann je Schicht erforderlich.

Abb. 2. Systemzeichnung der Anlage.

Der Kalkofen besteht aus einem kreisrunden Stahlblechmantel von 8 mm Stärke, der aus mehreren Schüssen zusammengenietet ist, und ruht auf sechs radial angeordneten Stahlsäulen, die mit dem Mantel vernietet sind und etwa 90 cm tief in das Betonfundament reichen. Der untere Durchmesser beträgt 3,50 m, der obere 2,10 m. Am unteren Ende des Mantels ist ein gußeiserner Tragring eingenietet, welcher das Schamottefutter von etwa 20 cm sowie die zwischen Schamottefutter und äußerem Blechmantel angeordnete Isolierschicht aus Isolierasche von 10 cm Stärke aufnimmt. Die ganze Höhe des Ofens vom Fußboden bis Gichtoberkante beträgt 25 m. Den oberen Abschluß bildet ein quadratisches Wellblechhäuschen von 5,10 × 5,10 m Grundfläche und 3,50 m Höhe. Am Ofen sind fünf Stahlringpodeste befestigt, die mit Riffelblech abgedeckt und durch Treppen miteinander verbunden sind. Außerdem sind an dem oberen Teil des Stahlblechmantels zwei kräftige Konsolen angenietet (Abb. 3), auf welchen die Hauptträger der Verbindungsbrücke einerseits aufliegen, während das anderseitige Auflager der Hauptträger das Aufzugsgerüst bildet. Die Entfernung von Mitte Kalkofen bis Mitte Aufzugskorb beträgt 20 m, die Entfernung der als Parallelträger ausgebildeten Hauptträger der Transportbrücke 2,50 m von Mitte zu Mitte. Der 28,5 m hohe Aufzugturm war ursprünglich als leichte Winkelkonstruktion mit Flachstabverstrebung in den Feldern ausgeführt. Zur Aufnahme des Winddrucks in Ost- und Westrichtung waren nur je zwei Drahtseile vorgesehen, die an dem oberen Teile des Turmes befestigt waren. An und für sich ist gegen eine derartige Anordnung, wie dies bei hohen Blechkaminen üblich ist, nichts einzuwenden. Im vorliegenden Falle war die Verspannung mit Drahtseilen jedoch ungeeignet, da das Gelände an der Westseite nicht frei war, sondern als Lagerplatz für Kalksteine diente, so daß die unteren Seilenden mitten in die Kalksteinhaufen hineinliefen und sogar von den Schwenkarmen des Ladedrehkranes angeschlagen werden konnten. Außerdem waren die an den Seilen vorgesehenen Spannschlösser schwer zugänglich.

Bei der baupolizeilichen Prüfung wurde festgestellt, daß die vorhandenen Spannseile außer der unzuverlässigen Wirkungsweise auch bei weitem zu schwach waren, da ein viel zu geringer Winddruck der statischen Berechnung zugrunde gelegt war. Das Aufzugsgerüst war nämlich zum Schutze gegen herabfallendes Fördergut vorschriftsgemäß allseitig mit einem von unten bis oben reichenden Drahtgeflecht von 5 cm Maschenweite versehen, welches in der Berechnung des Winddruckes überhaupt nicht berücksichtigt war. Gerade in vorliegendem Falle, wo bei der vollständig ungeschützten Lage des Gerüstes die Gefahr teilweiser Vereisung des Drahtgeflechtes bestand, schien es geboten, doch wenigstens zwei Drittel der ganzen Angriffsfläche in Rechnung zu ziehen.

Außerdem war bei dem alten Gerüst auch der auf die Transportbrücke wirkende Winddruck unberücksichtigt geblieben. Zur Beseitigung der angegebenen Mißstände entschloß man sich, die Spannseile ganz zu entfernen und um das alte Aufzugsgerüst herum ein neues solides Windgerüst mit entsprechender Verankerung im vergrößerten Betonfundament zu errichten. Die photographische Aufnahme (Abb. 4) läßt diese Ausführung erkennen. Die Lieferung und Ausführung der vorbeschriebenen Aufzuganlage mit Turmgerüst erfolgte durch die Aufzugfirma W. Kolbe in Breslau. Die Transportbrücke lieferte die Firma Breslauer Wellblechfabrik Albert Gassmann G. m. b. H., Breslau, während die eigentliche Kalkofenkonstruktion von der Firma Främbs & Freudenberg in Schweidnitz geliefert und aufgestellt wurde. Letztgenannte Firma stellt derartige Kalköfen für Zuckerfabriken als Spezialität her und hat in letzter Zeit für eine große außerdeutsche Zuckerfabrik einen solchen Kalkofen von 41 m Höhe geliefert.

Abb. 3. Oberer Teil des Kalkofens mit Auflagerkonstruktion der Verbindungsbrücke.

Abb. 4. Aufzugsturm.

Amerikanischer Portalkran mit Schweißverbindungen.

Von Magistratsoberbaurat R. Cajar.

Es scheint, daß wir uns auf einer Linie wachsenden Zutrauens zum Schweißverfahren bewegen. Dank der Vorsicht, mit der man zu Werke ging, sind im Stahlbau bisher Fälle, in denen Schweißverbindungen versagten, nicht bekanntgeworden. Man wagt sich daher neuerdings an Konstruktionen, denen man vor noch nicht allzu langer Zeit die Eignung für das Schweißverfahren sicher abgesprochen hätte. War der Übergang zur Schweißung von Stahlbrücken schon ein kühner Schritt, so ist das Schweißen von fahrbaren Portalkranen, wie sie kürzlich in den Vereinigten Staaten ausgeführt wurden, ein noch größeres Wagnis. Die Anwendung des Schweißverfahrens ist im Kranbau allerdings nichts Neues mehr. Auf der Herbsttagung des VDI in Wien wurde von Dr. E. Rosenberg[1]) auf eine ganze Reihe von Ausführungen hingewiesen. Der Verfasser hat selbst erst vor kurzem an der Prüfung und Genehmigung zweier großer Drehkrane für den Hafenbetrieb des Teltowkanals mitgewirkt und sich von der Zuverlässigkeit des Verfahrens überzeugt. Immerhin sind die Beanspruchungen, die normale Lauf- oder Drehkrane erleiden, im Vergleich zu denen von fahrbaren Portalkranen als harmlos zu bezeichnen, denn es kommen hier zu den statischen Beanspruchungen die sehr erheblichen dynamischen, die sich aus der Massenträgheit und dem Ausgleich des Fahrwiderstandes innerhalb der Brückenkonstruktion selbst ergeben[2]). Daß die hierbei auftretenden, fortwährend wechselnden Kräfte des Fachwerks von den Schweißverbindungen aufgenommen werden könnten, hätte man bis vor kurzem noch nicht für möglich gehalten.

Abb. 1. Geschweißter Portalkran.

Abb. 3. Normale Knotenpunktsausführungen des Ober- und Untergurtes.

Wie Abb. 1[3]) zeigt, hat man hier anscheinend wegen der großen Höhe der Portalstützen auf die Ausbildung eines statisch bestimmten Systems verzichtet. Den Querschnitt durch die unten offene Kranbrücke zeigt Abb. 2, aus der auch die seitlichen Aussteifungen ersichtlich sind. Die allgemeinen Abmessungen und Leistungen des Krans sind: Spannweite von Mitte bis Mitte Fahrschiene: 21,8 m, Auslegerlänge: außen 8,4 m, innen 4,3 m, somit Gesamtlänge: 34,5 m, lichte Höhe: 14 m, Tragkraft: 6,8 t, Hubgeschwindigkeit: 12,2 m/min, Laufkatzen-Fahrgeschwindigkeit: 61 m/min, Fahrgeschwindigkeit des ganzen Krans: 106 m/min.

Für die statische Berechnung wurden folgende Annahmen gemacht: Winddruck 146,5 kg/m² (30 lb/qu. f.) auf den unbelasteten Kran oder 73 kg/m² in Verbindung mit anderen Lasten oder Kräften, auf das Anderthalbfache der Vertikalprojektion der Konstruktion auf eine Ebene senkrecht zur Windrichtung. Der Stoßzuschlag beträgt 25 %. Außerdem wurden Beschleunigungs- und Verzögerungskräfte, sowie Ausgleich des Fahrwiderstandes berücksichtigt. Der Sicherheitsfaktor wurde abweichend von der sonstigen Praxis von 4 auf 5 erhöht. Bei der Ausschreibung war die Möglichkeit, das Schweißverfahren anzuwenden, nicht erwähnt worden, jedoch lag dem niedrigsten Angebot die geschweißte Konstruktion zugrunde, die dann auch nach eingehender Prüfung angenommen wurde. Ausschlaggebend war außer der Kostenersparnis auch das Mindergewicht, da die Laufschiene zum Teil auf aufgefülltem Boden gelagert werden mußte. Die Gewichtsersparnis betrug in diesem Falle annähernd 30 %, die Kostenersparnis mindestens 15 %.

Abb. 2. Querschnitt der Kranbrücke.

Den Schweißverbindungen wurden folgende zulässigen Beanspruchungen zugrunde gelegt:

a) für Schweißungen parallel zur Kraftrichtung:

		Maß a	Beanspruchung
je lfd. cm einer 1/4 " Naht	286 kg	4,5 mm	635 kg/cm²
" " " " 5/16 " "	340 "	5,6 "	610 "
" " " " 3/8 " "	393 "	6,7 "	590 "

Dahinter sind in Klammern die nach den preußischen Vorschriften[4]) sich ergebenden Beanspruchungen ermittelt. Die amerikanische Maßbezeichnung für die Nähte bezieht sich auf einen Schenkel des rechtwinkligen Dreiecks, während nach den preußischen Vorschriften das Maß „a", d. h. die Länge des vom Scheitel auf die Hypotenuse gefällten Lotes, zugrunde zu legen ist.

b) für Schweißungen normal zur Kraftrichtung:

80 % der Werte unter a).

[1]) Z. d. VdI. 1930, Heft 38, S. 1345.

[2]) S. hierüber Dr.-Ing. David, „Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandausgleichs auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkranen". Verlag Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, 1926.

[3]) S. Eng. News-Record v. 30. Okt. 1930.

[4]) „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten", gültig für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft und für Preußen ab 10. Mai 1931. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Jeder Schweißer mußte bei der Prüfung das Fünffache der Werte unter a) erreichen.

Die Abb. 3a bis d zeigen normale Knotenpunkte des Ober- und Untergurtes, sowie einen Querschnitt durch den Untergurt mit Laufbahnträger für die Katze. Exzentrische Anschlüsse sind, wie man sieht, wenigstens beim Hauptsystem sorgfältig vermieden worden. Der obere Windverband ist mit Hilfe einer zwischen den Trägerflanschen des Obergurtes eingesetzten Platte angeschlossen (Abb. 2 u. 3d). Die Diagonalen der Queraussteifungen sind, wie aus Abb. 2 hervorgeht, nur mit den Flanschen der Riegel verschweißt, außerdem noch an den Kreuzungsstellen. Die Eckwinkel der Portalstützen zeigen mit ihren Öffnungen nach innen. Die gekreuzten Diagonalen liegen abwechselnd außen und innen an, wobei die Länge der Schweißnähte so bemessen ist, daß die Resultierende der Anschlußkräfte in die Schwerachse des Profils fällt.

Auch bei den sonst aus Schmiede- oder Gußstücken bestehenden Kranteilen wurde nach Möglichkeit das Schweißverfahren angewendet, so z. B. bei dem Laufkatzenrahmen und den Radgestellen der Kranstützen. Die Laufräder bestehen aus einem Radkranz aus geschmiedetem Stahl, einer Radnabe aus schwerem Stahlrohr und einer vollen Scheibe mit angeschweißten radialen Blechstreifen. Alles Schweißen wurde, soweit irgend möglich, in der Werkstatt vorgenommen. Zur Montage wurde der Kran in möglichst großen Teilen angeliefert, um die Baustellenschweißung auf ein Minimum zu beschränken.

Verschiedenes.

Die Elektroschweißung im Stahlhochbau. Das elektrische Schweißen hat trotz vielfacher Bedenken auch bei Stahlbauanstalten erhöhtes Interesse gefunden, da es zweifellos neue Wege zur Verbilligung der Produktion zeigt. Der in der Nachkriegszeit geradezu stürmische Fortschritt im Stahlbau, in erster Linie hervorgerufen durch die ständige Veredelung des Stahls als Grundelement, kann nur durch engste Zusammenarbeit zwischen Büro und Betrieb voll zur Ausnutzung gelangen. Während beispielsweise bei Niet- und Schraubenverbindungen dem Konstrukteur genügend Erfahrungen zur Seite stehen, um allein die Verantwortung für die Stabilität des Bauwerkes übernehmen zu können, entfällt bei einem geschweißten Bauwerk ein Hauptteil der Verantwortung auf den Schweißer. Also auch dieser muß sein Fach verstehen, wenn die Schweißung als ein vollwertiger Ersatz für die Nietung angesehen werden soll. Allein durch die Kenntnis der Schweißung, der Bestimmung der physikalischen Eigenschaften der Elektroden und der Charakteristik der praktischen Verbindungen ist kein Erfolg verbürgt. In bezug auf die bauliche Gestaltung liegen noch wenig Erfahrungen vor, so daß eine Überstürzung in der Entwurfsbearbeitung die schwersten Folgen haben kann. Konstrukteur und Statiker müssen also ebenfalls umlernen und nach neuen Formen suchen. Obwohl bei einzelnen Konstruktionsteilen die Nietung durch die Schweißung unbedenklich ersetzt werden konnte, sind wir noch weit davon entfernt, bei Stahlhochbauten die Elektroschweißung allgemein als Ersatz für die Nietung einzuführen, da vorläufig von einer vollen nachprüfbaren Sicherheit noch nicht gesprochen werden kann.

Die Spezialfabriken für Schweißmaschinen haben, wie auch verständlich, das größte Interesse an dem neuen Verfahren und überbieten sich gegenseitig mit Anpreisungen. Der Suchende ist selbstverständlich dankbar für jede Aufklärung, er wird aber gut tun, sich vor Inangriffnahme größerer Schweißarbeiten selbst von der Leistungsfähigkeit seiner Schweißer zu überzeugen. Eine Frage, die bisher wenig Beachtung gefunden hat, ist, ob die im Handel erhältlichen Normalprofile eine Weiterentwicklung der Schweißtechnik überhaupt zulassen. Diese Frage muß leider verneint werden. Bei Vollwandträgern ist die Möglichkeit gegeben, durch Bleche, Winkel usw. den gewünschten Querschnitt herzustellen. Bei Fachwerkkonstruktionen dagegen reichen die verfügbaren Profile nicht aus.

Der Schweißingenieur braucht Profile mit breiten Anlageflächen als Ersatz für Knotenbleche und großem seitlichen Widerstand mit Rücksicht auf den Konstruktionsgrundsatz: „die Stabschwerachsen im theoretischen Knotenpunkt zu vereinigen". Falls Knotenbleche nicht ausgeschaltet werden können, ist bei unseren Durchschnittsbauten der Erfolg der Schweißung so gering, daß man einer genieteten Konstruktion schon wegen der größeren Sicherheit den Vorzug geben wird. Auch ist nicht außer acht zu lassen, daß es heute schon handliche Nietmaschinen gibt, die bis 700 Nieten von $^3/_4$" Stärke in einer Stunde leisten[1]). Somit kann also von einem vollen Erfolg des neuen Verfahrens erst dann gesprochen werden, wenn auch die Walzwerke Profile herstellen, die den Forderungen der Schweißtechnik angepaßt sind. Bis dahin sind die Grenzen dieses Gebietes noch sehr eng gezogen.

Aus dem Aufsatz von Oberingenieur Kurt Drescher, Gleiwitz, in der Zeitschrift „Elektroschweißung" Heft 7, Juli 1930, entnehmen wir, daß die Stromkosten beim Schweißen eines 5 mm starken Bleches bei der Gasschweißung 35,4 Reichspfennige und bei der Lichtbogenschweißung 12 Reichspfennige pro Meter Schweißnaht betragen sollen. Selbst bei der Einsetzung der üblichen Amortisationsquote stellt sich danach die Lichtbogenschweißung billiger und besonders bei starken Querschnitten. Die Vorteile der Lichtbogenschweißung gegenüber der bisherigen Arbeitsweise zeigt nachstehendes Beispiel:

Die Firma Gebrüder Andersen in Kiel führte das im Stahlbau 1931, Heft 4, S. 48, beschriebene Stahlskelett für eine Turnhalle aus. Die gestellte Aufgabe mußte unter Berücksichtigung der geringsten Mittel gelöst werden. Die Rahmenkonstruktion war schon durch die gegebene Rechteckform des Gebäudes, die scharfe Umgrenzung des betrieblich erforderlichen Innenraums und den Fortfall der tragenden Wandflächen bedingt. Der bereits vorliegende Entwurf in Eisenbeton war ein willkommener Anlaß, mit einer geschweißten Konstruktion in den Wettbewerb einzutreten, zumal die genannte Firma langjährige Schweißerfahrungen hat und über geübte Schweißer verfügt.

Die Preisprüfungskommission entschied sich für Stahlrahmen. Die Vorteile dieser Konstruktion waren: günstiger Preis, geringe Konstruktionshöhe, geringes Gewicht und schnelle Lieferung.

Die beigefügte Abbildung zeigt einen ebenfalls von der Firma Gebrüder Andersen, Kiel, ausgeführten elektrisch geschweißten Blechträger mit folgenden Abmessungen:

Länge etwa 12,00 m
Höhe „ 1,20 „
Gurtplattenbreite 35 cm.

12 m langer, geschweißter Blechträger.

Dieser Träger liegt beiderseits auf Mauerwerk und hat weder Niet- noch Schraubenverbindungen. Die erzielte Gewichtsersparnis gegenüber einem genieteten Querschnitt ist etwa 20 %. Die glatte Abwicklung ist nicht zuletzt den Kieler amtlichen Prüfungsstellen zu verdanken, die die Baufirma in jeder Weise unterstützt und für die volkswirtschaftliche Bedeutung des neuen Verfahrens volles Verständnis gezeigt haben.

Oberingenieur W. Mitteldorf, Kiel.

Die Schweißtechnik wird fortgesetzt verbessert und ihr Verwendungsgebiet wird erweitert. Nachdem die General Electric-Gesellschaft in USA. ein neues Schweißverfahren erfunden hat, wonach in den aus zwei Wolframelektroden bestehenden Schweißbrenner Wasserstoff geblasen und dadurch die nachteilige Bildung von Oxyden vermieden wird, wird sich die Schweißung ein immer größer werdendes Anwendungsfeld im Stahlbau erobern. Im Herbst 1930 hat die Westinghouse-Gesellschaft für ihre Zwecke ein Gebäude von 67 m Länge, 36,5 m Tiefe und 11 Stockwerken errichtet, dessen aus Stahl bestehendes Skelett durchweg geschweißt worden ist. Das Gesamtgewicht an eingebautem Stahl beträgt etwa 1800 t. Die ausgeführten Schweißnähte haben zusammengelegt eine Länge von 16 000 m. Die höchstzulässige Beanspruchung der Nähte beträgt 700 kg/cm². In diesem Gebäude sollen 25 Laboratorien der Gesellschaft untergebracht werden, wovon das eine sich ausschließlich mit der Vervollkommnung der Schweißtechnik befassen soll. (S. Eng. News-Rec. 1930, S. 925.) N. B.

[1]) Siehe Bauing. 1930, Heft 49, Technische Berichte.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 10. Juli 1931 | Heft 14

Berechnung der Ringversteifungen dünnwandiger Hohlzylinder.

Von Dr.-Ing. K. Pohl, a. o. Prof. an der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

Wird ein dünnwandiger Hohlzylinder auf Biegung belastet (Abb. 1), so können die Normalspannungen nach der gewöhnlichen Biegungsformel

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

berechnet werden unter der Voraussetzung, daß Vorkehrungen getroffen sind, um die Form des Zylinders zu erhalten. Es müssen an jeder Stelle, wo eine Einzellast angreift, Versteifungs- oder Lastverteilungsringe angeordnet werden, wobei angenommen werden soll, daß der dünne Blechzylinder konzentriert wirkenden radialen Kräften keinen Widerstand entgegensetzt. Wirken die äußeren Kräfte stetig, so sind Abstand und Querschnitt der Versteifungsringe so zu bestimmen, daß sie die in ihnen sich sammelnde Knotenlast auf die Zylinderwand übertragen können. Dies

Abb. 1.

Abb. 2.

erscheint zunächst als ein Widerspruch, da die Zylinderwand doch jedenfalls die stetige Belastung zuerst empfängt. Es wird also eine Konstruktion nach Abb. 2 vorausgesetzt: Einzelbalken in den Mantellinien übertragen die p-Belastung erst auf die Ringe, diese geben ihre P-Belastung als tangentiale Belastung an die Zylinderwand weiter, in der hierdurch Normalspannungen σ und Schubspannungen τ entstehen. Die Biegungssteifigkeit der Blechwand wird hierbei nicht in Anspruch genommen. In Wirklichkeit hat die Blechwand auch die Aufgabe der „Einzelbalken" in den Mantellinien zu übernehmen, muß also zwischen den Ringen eine geringe Eigensteifigkeit gegen radiale Belastung besitzen.

Abb. 3.

Der in Abb. 3 dargestellte Querschnitt des Zylinders werde durch ein Biegungsmoment M um die x-Achse und eine Querkraft Q parallel zur y-Achse beansprucht. Der Halbmesser bis Mitte Wand sei r, die Wandstärke s. In einem Punkte, der durch den Winkel φ bestimmt ist, herrsche die Normalspannung σ parallel zur Zylinderachse z und die Schubspannung τ, beide gleichmäßig über s verteilt. Die Schubspannungen sind nach den Voraussetzungen stets tangential gerichtet. Trennt man durch zwei Querschnitte im Abstande dz und zwei Längsschnitte parallel zur z-Achse einen Sektor mit dem Zentriwinkel 2φ heraus, so erscheinen die gleichen Schubspannungen τ an den Längsschnitten. Aus der Bedingung, daß diese Schubspannungen den Unterschied der Normalspannungen zu übertragen haben, folgt für die Schubkraft je Längeneinheit der z-Richtung

$$2\,\tau s = \frac{QS}{J},$$

worin S das statische Moment des Bogenstückes in bezug auf die x-Achse bedeutet. Man erhält

$$S = 2\int_0^{\varphi} r\,s\,d\varphi\, r\cos\varphi = 2\,r^2 s\sin\varphi,$$

$$J = 4\int_0^{\frac{\pi}{2}} r\,s\,d\varphi\,(r\cos\varphi)^2 = \pi\,r^3 s.$$

Dann beträgt die Schubkraft je Längeneinheit in den radialen Längsschnitten

$$2\,\tau s = \frac{QS}{J} = \frac{2\,Q\sin\varphi}{\pi r},$$

und ebenso groß sind die tangentialen Schubkräfte τs im Querschnitt der Zylinderwand. Die Querkraft verteilt sich also nach dem Sinusgesetz über den Querschnitt, in der neutralen Schicht ist

$$\tau s \max = \frac{Q}{\pi r}.$$

Für die Schubspannungen (Abb. 4) oberhalb einer Einzellast P gilt

$$2\,\tau_1 s = \frac{2\,Q_1\sin\varphi}{\pi r},$$

unterhalb von P

$$2\,\tau_2 s = \frac{2\,Q_2\sin\varphi}{\pi r}.$$

Abb. 4.

Abb. 5.

Führt man also unendlich dicht über und unter P einen Schnitt (Abb. 5), so schneiden wir damit einen Blechring von der Höhe dz heraus, an dem sich die σ und τ das Gleichgewicht halten. Die Normalspannungen σ sind an jeder Schnittfläche unter sich im Gleichgewicht, ihre Momentendifferenz wird vom Moment der Querkräfte aufgehoben:

$$dM = M_2 - M_1 = Q_2\,dz - P\cdot\frac{dz}{2} = Q_1\,dz + P\cdot\frac{dz}{2}.$$

Addiert man die in die y-Richtung fallenden Komponenten der Schubkräfte τs an jeder Querschnittfläche, so ist die Summe jedesmal gleich der Querkraft:

$$\int_0^\pi 2\,\tau\, s\, r\, d\varphi \sin\varphi = \frac{2\,Q}{\pi}\int_0^\pi \sin^2\varphi\, d\varphi = 2\cdot\frac{Q}{\pi}\cdot\frac{\pi}{2} = Q,$$

der Unterschied beider Summen ist also gleich der Knotenlast P. Diese greift an dem Versteifungsring an, den man sich um den Blechring herum gelegt denkt, die Verbindungsmittel zwischen beiden Ringen werden dann belastet durch tangentiale Kräfte gleich der Differenz der Schubkräfte[1])

$$t = \tau_2\, s - \tau_1\, s.$$

Die Aufgabe ist damit zurückgeführt auf die Berechnung eines zunächst durch radiale Kräfte P symmetrisch zur y-Achse belasteten biegungsfesten Kreisringes (Abb. 6), an dem als Reaktionen tangentiale Kräfte $t = \Delta\tau\, s$, nach dem Sinusgesetz stetig verteilt, angreifen. Die Annahme, daß der Ring in den Punkten B und D durch Einzelkräfte gestützt sei, entspricht in keiner Weise den tatsächlichen Verhältnissen, wenn sie auch manchmal durchaus brauchbare Werte liefert.

Abb. 7.

Schneidet man den Ring im Punkte A auf, so ist die Querkraft Y an der Schnittstelle wegen der Symmetrie $= 0$, die Aufgabe ist nur zweifach statisch unbestimmt, da nur noch die Normalkraft X und das Biegungsmoment Z zu berechnen sind. Verlegt man durch Hinzufügen eines starren radialen Stabes an jedem

Abb. 6. Abb. 8.

Ende der Schnittstelle den Angriffspunkt von X nach dem statischen Schwerpunkt des Rahmens, hier dem Kreismittelpunkt, so erreicht man, daß $\delta_{xz} = 0$ wird und es gilt

$$X = \frac{\delta_{xo}}{\delta_{xx}}, \qquad Z = \frac{\delta_{zo}}{\delta_{zz}}.$$

Beim Zustande $X = -1$ ist

$$M_x = +1\, r\cos\varphi,$$

wobei vorausgesetzt sei, daß positive Momente den Ring aufzubiegen und die Lücke an der Schnittstelle zu vergrößern bestrebt sind.

$$E\,J\,\delta_{xx} = 2\int_0^\pi r^2\cos^2\varphi\, r\, d\varphi = 2\, r^3\int_0^\pi \cos^2\varphi\, d\varphi = \underline{\pi\, r^3}.$$

Beim Zustande $Y = -1$ ist

$$M_y = \pm 1\, r\sin\varphi,$$

$$E\,J\,\delta_{yy} = 2\int_0^\pi r^2\sin^2\varphi\, r\, d\varphi = \underline{+\pi\, r^3}.$$

Beim Zustande $Z = -1$ wird überall $M_z = -1$ und

$$E\,J\,\delta_{zz} = 2\int_0^\pi M_z^2\, r\, d\varphi = 2\, r\int_0^\pi d\varphi = \underline{2\,\pi\, r}.$$

[1]) Die Einheit von t ist kg : cm oder t : m, die Bezeichnung „Kraft" für t wird nur der Einfachheit wegen gebraucht.

Berechnung der Belastungsglieder δ_{xo} und δ_{zo}.

a) Die Beiträge der tangentialen Stützkräfte t.

Wie auch die symmetrischen radialen Lasten P angeordnet sein mögen, für die Schubkraftdifferenzen

$$t = (\tau_2 - \tau_1)\, s$$

gilt stets das Verteilungsgesetz

$$2\, t = 2\cdot\frac{(Q_2 - Q_1)}{\pi\, r}\cdot\sin\varphi$$

oder

$$t = \frac{P_y \sin\varphi}{\pi\, r},$$

wenn man mit P_y die Summe der Komponenten der Lasten P parallel zur y-Richtung bezeichnet:

$$P_y = \Sigma\, P\cos\varphi.$$

Wir zerlegen das Biegungsmoment M_0 im statisch bestimmten Hauptsystem in den Beitrag M_P der Lasten P und M_t der Stützkräfte t,

$$M_0 = M_P + M_t,$$

dann ist

$$E\,J\,\delta_{xo} = \int (M_P + M_t)\, M_x\, ds,$$

und man kann den Beitrag

$$E\,J\,\delta'_{xo} = \int M_t\, M_x\, ds$$

der Stützkräfte t berechnen, ohne die Verteilung der Lasten P zu kennen, dasselbe gilt für

$$E\,J\,\delta'_{zo} = \int M_t\, M_z\, ds.$$

Ein Lastelement $t\, r\, d\psi$ erzeugt an der Stelle φ (Abb. 7)

$$dM_{o\varphi} = t\, r\, d\psi\,[r - r\cos(\varphi - \psi)] = \frac{P_y \sin\psi}{\pi\, r}\cdot r^2\, d\psi\,[1 - \cos(\varphi - \psi)],$$

und im ganzen entsteht:

$$M_{o\varphi} = P_y\cdot\frac{r}{\pi}\left[\int_0^\varphi \sin\psi\, d\psi - \cos\varphi\int_0^\varphi \cos\psi\sin\psi\, d\psi - \sin\varphi\int_0^\varphi \sin^2\psi\, d\psi\right],$$

$$M_{o\varphi} = \frac{P_y\, r}{2\,\pi}\,(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi),$$

$$E\,J\,\delta'_{xo} = 2\int_0^\pi \frac{P_y\, r}{2\,\pi}\,(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi)\, r\cos\varphi\, r\, d\varphi$$

$$= \frac{P_y\, r^3}{\pi}\int_0^\pi (2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi)\cos\varphi\, d\varphi = -\frac{3}{4}\cdot P_y\, r^3,$$

$$E\,J\,\delta'_{zo} = 2\int_0^\pi \frac{P_y\, r}{2\,\pi}\,(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi)(-1)\, r\, d\varphi$$

$$= -\frac{P_y\, r^2}{\pi}\int_0^\pi (2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi)\, d\varphi = -P_y\, r^2.$$

b) Die Beiträge der angreifenden äußeren Kräfte.

Nach der bisher üblichen Vorstellung über die Wirkung des Winddruckes an zylindrischen Flächen ist

$$w_\varphi = w_0 \sin^2(90 - \varphi) = w_0 \cos^2\varphi\ \text{[2])},$$

wobei der größeren Allgemeinheit wegen auf der Leeseite eine Saugwirkung angenommen werden soll, die das $\varkappa$-fache der Druckwirkung auf der Luvseite ist. Die Summe aller Komponenten parallel zur y-Achse ist

$$P_y = 2\,(1+\varkappa)\int_0^{\frac{\pi}{2}} w_\varphi\, r\, d\varphi\cos\varphi = 2\,(1+\varkappa)\, w_0\, r\int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3\varphi\, d\varphi,$$

gültig für die Belastungsbreite 1. Man erhält

$$P_y = \frac{4}{3}\cdot w_0\, r\,(1+\varkappa),$$

entsprechend der bekannten Annahme, daß der Winddruck auf eine Zylinderfläche parallel zur Windrichtung die Resultierende

$$W = \frac{2}{3}\cdot w\, 2\, r$$

liefert.

Dann ist das Biegungsmoment im aufgeschnittenen Ring an der Stelle φ (Abb. 8) im I. Quadranten:

$$d\,M_{ow} = +\varkappa\, w_0 \cos^2\psi\, r\, d\psi\, e$$

[2]) Die Aufgabe: Berechnung eines Kreisringes mit Windbelastung und stetiger tangentialer Stützung behandelt meines Wissens zum ersten Male Müller-Breslau in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1898, S. 1234 für $\varkappa = 0$ mit dem Verteilungsgesetz: $w_\varphi = w_0\cos\varphi$.

und mit $e = r \sin(\varphi - \psi)$

$$M_{ow} = + \varkappa\, w_0\, r^2 \int_0^{\varphi} \cos^2\psi \sin(\varphi - \psi)\, d\psi,$$

$$M_{ow} = + \frac{\varkappa w_0 r^2}{3} (1 + \sin^2\varphi - \cos\varphi).$$

Beitrag dieses Momentes zu δ''_{xo} und δ''_{zo} im I. Quadranten:

$$EJ\delta''_{xo} = \int M_{ow} M_x\, ds = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\varkappa w_0 r^2}{3} (1 + \sin^2\varphi - \cos\varphi)\, r \cos\varphi\, r\, d\varphi,$$

$$EJ\delta''_{xo} = \frac{2}{3} \cdot \varkappa w_0 r^4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 + \sin^2\varphi - \cos\varphi) \cos\varphi\, d\varphi = \frac{\varkappa w_0 r^4}{18} (16 - 3\pi),$$

$$EJ\delta''_{zo} = 2 \int \frac{\varkappa w_0 r^2}{3} (1 + \sin^2\varphi - \cos\varphi)(-1)\, r\, d\varphi = - \frac{\varkappa w_0 r^3}{6} (3\pi - 4).$$

Biegungsmomente M_{0w} im II. Quadranten:

Die im I. Quadranten angreifenden Kräfte $\varkappa w_0 \cos^2\psi$ erzeugen an einer Stelle φ' im II. Quadranten das Moment:

$d M_0 = + \varkappa w_0 \cos^2\psi\, r\, d\psi\, e'$, worin $e' = r \sin(180 - \varphi' + \psi) = r \sin(\varphi' - \psi)$,

$$M_0 = + \varkappa\, w_0\, r^2 \int_{\psi = 0}^{\psi = \frac{\pi}{2}} \cos^2\psi (\sin\varphi' \cos\psi - \cos\varphi' \sin\psi)\, d\psi,$$

$$M_0 = + \frac{\varkappa w_0 r^2}{3} (2 \sin\varphi' - \cos\varphi').$$

Die im II. Quadranten selbst angreifenden, nach innen gerichteten Kräfte $w_0 \cos^2\psi'$ rufen im Querschnitt φ' das Moment hervor:

$d M_0 = - w_0 \cos^2\psi'\, r\, d\psi' f$, worin $f = r \sin(\varphi' - \psi')$,

$$M_0 = - w_0 r^2 \int_{\frac{\pi}{2}}^{\varphi'} \cos^2\psi' \sin(\varphi' - \psi')\, d\psi' = - \frac{w_0 r^2}{3} (1 - \sin\varphi')^2.$$

Gesamtmoment im II. Quadranten infolge der w-Kräfte

$$M_{0w} = + \frac{w_0 r^2}{3} [\varkappa (2 \sin\varphi' - \cos\varphi') - (1 - \sin\varphi')^2]$$

Beitrag dieser Momente zu $EJ\delta''_{xo}$ und $EJ\delta''_{zo}$:

$$EJ\delta''_{xo} = 2 \cdot \frac{w_0 r^2}{3} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} [\varkappa (2 \sin\varphi' - \cos\varphi') - (1 - \sin\varphi')^2]\, r \cos\varphi'\, r\, d\varphi'$$

$$= + \frac{w_0 r^4}{18} [4 - 3\varkappa (4 + \pi)],$$

$$EJ\delta''_{zo} = 2 \cdot \frac{w_0 r^2}{3} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} [\varkappa (2 \sin\varphi' - \cos\varphi') - (1 - \sin\varphi')^2] (-1)\, r\, d\varphi'$$

$$= + \frac{w_0 r^3}{6} (3\pi - 8 - 12\varkappa).$$

Das Gesamtmoment $M_0 = M_P + M_t$ ist daher im I. Quadranten

$$M_0 = + \frac{\varkappa w_0 r^2}{3} (1 + \sin^2\varphi - \cos\varphi) + \frac{P_y r}{2\pi} (2 - 2\cos\varphi - \varphi \sin\varphi)$$

und nach Einsetzen von

$$P_y = \frac{4}{3} \cdot w_0 r (1 + \varkappa)$$

$$M_0 = \frac{w_0 r^2}{3} \left[\varkappa (1 + \sin^2\varphi - \cos\varphi) + \frac{2(1 + \varkappa)}{\pi} (2 - 2\cos\varphi - \varphi \sin\varphi) \right],$$

ebenso erhält man im II. Quadranten

$$M_0 = \frac{w_0 r^2}{3} \left[\varkappa (2 \sin\varphi' - \cos\varphi') - (1 - \sin\varphi')^2 + \frac{2(1 + \varkappa)}{\pi} (2 - 2\cos\varphi' - \varphi' \sin\varphi') \right].$$

Zur Berechnung von X und Z addieren wir jetzt die Beiträge $EJ\delta'_{xo}$ und $EJ\delta''_{xo}$:

$$EJ\delta_{xo} = - \frac{3}{4} \cdot P_y r^3 + \frac{\varkappa w_0 r^4}{18} (16 - 3\pi) + \frac{w_0 r^4}{18} [4 - 3\varkappa (4 + \pi)]$$

und mit

$$P_y = \frac{4}{3} \cdot w_0 r (1 + \varkappa)$$

$$EJ\delta_{xo} = - \frac{w_0 r^4}{9} [7 (1 + \varkappa) + 3\pi\varkappa],$$

$$EJ\delta_{zo} = - P_y r^2 - \frac{\varkappa w_0 r^3}{6} (3\pi - 4) + \frac{w_0 r^3}{6} (3\pi - 8 - 12\varkappa),$$

$$EJ\delta_{zo} = - \frac{w_0 r^3}{6} [16 (1 + \varkappa) - 3\pi (1 - \varkappa)].$$

$$X = \frac{\delta_{xo}}{\delta_{xx}} = - \frac{w_0 r}{9\pi} [7 (1 + \varkappa) + 3\pi\varkappa],$$

$$Z = \frac{\delta_{zo}}{\delta_{zz}} = - \frac{w_0 r^2}{12\pi} [16 (1 + \varkappa) - 3\pi (1 - \varkappa)].$$

Aus $M = M_0 - M_x X - M_z Z$

ergeben sich dann die Biegungsmomente im I. Quadranten

$$M_I = \frac{w_0 r^2}{36} \left[9 + 3\varkappa (1 + 4 \sin^2\varphi) - \frac{4}{\pi} (1 + \varkappa)(5\cos\varphi + 6\varphi \sin\varphi) \right]$$

und im II. Quadranten

$$M_{II} = \frac{w_0 r^2}{36} \left[-3 (1 + 3\varkappa) - 12 \sin^2\varphi + 24 \sin\varphi (1 + \varkappa) - \frac{4}{\pi} (1 + \varkappa)(5\cos\varphi + 6\varphi \sin\varphi) \right].$$

Momente in den Viertelpunkten.

M_A aus M_I für $\varphi = 0$: $\quad M_A = \frac{w_0 r^2}{36} \left[3 (3 + \varkappa) - \frac{20}{\pi} (1 + \varkappa) \right]$,

M_B aus M_I oder M_{II} für $\varphi = \frac{\pi}{2}$: $\quad M_B = - \frac{w_0 r^2}{12} (1 - \varkappa)$,

M_C aus M_{II} für $\varphi = \pi$: $\quad M_C = \frac{w_0 r^2}{36} \left[\frac{20}{\pi} (1 + \varkappa) - 3 (1 + 3\varkappa) \right]$.

Formeln für Sonderfälle.

1. Fall: $\varkappa = 0$, kein Unterdruck.

$$M_I = \frac{w_0 r^2}{36} \left[9 - \frac{4}{\pi} (5\cos\varphi + 6\varphi \sin\varphi) \right]^{3)},$$

$$M_A = \frac{w_0 r^2}{36} \left(9 - \frac{20}{\pi} \right) = + 0{,}07316\, w_0 r^2,$$

$$M_B = - \frac{w_0 r^2}{12} = - 0{,}08333\, w_0 r^2.$$

$$M_{II} = \frac{w_0 r^2}{36} \left[-3 - 12 \sin^2\varphi + 24 \sin\varphi - \frac{4}{\pi} (5\cos\varphi + 6\varphi \sin\varphi) \right]^{3)},$$

$M_B = - \frac{w_0 r^2}{12}$ wie aus M_I,

$$M_C = \frac{w_0 r^2}{36} \left(-3 + \frac{20}{\pi} \right) = + 0{,}09351\, w_0 r^2.$$

Abb. 9.

Abb. 9 zeigt in Kurve 1 den ungefähren Verlauf der Momentenkurve in der Abwicklung. Das negative Maximum liegt nicht bei B, sondern im II. Quadranten; aus $d M_{II} : d\varphi = 0$ folgt für φ die Gleichung

$$- 6\varphi + 6\pi (1 - \sin\varphi) = \operatorname{tg}\varphi,$$

die etwa für $\varphi = 95^\circ\, 44'$ erfüllt wird.

Das hier entstehende Moment

$$M_{min} = - 0{,}0851\, w_0 r^2$$

ist aber kleiner als M_C.

2. Fall: nur Unterdruck, ist die Umkehrung von 1. Es wird

$M_A = - 0{,}09351\, w_0 r^2$, $\quad M_B = + 0{,}08333\, w_0 r^2$, $\quad M_C = - 0{,}07316\, w_0 r^2$.

3. Fall: Überdruck und Unterdruck gleich groß, $\varkappa = 1$.

$$M_I = \frac{w_0 r^2}{9} \left[3 (1 + \sin^2\varphi) - \frac{2}{\pi} (5\cos\varphi + 6\varphi \sin\varphi) \right],$$

$$M_A = \frac{w_0 r^2}{9} \left(3 - \frac{10}{\pi} \right) = - 0{,}02035\, w_0 r^2,$$

$$M_B = \frac{w_0 r^2}{9} \left(6 - \frac{2}{\pi} \cdot 6 \cdot \frac{\pi}{2} \right) = 0.$$

$$M_{II} = - \frac{w_0 r^2}{9} \left[3 (1 + \sin^2\varphi - 4 \sin\varphi) + \frac{2}{\pi} (5\cos\varphi + 6\varphi \sin\varphi) \right],$$

$$M_B = 0,$$

$$M_C = - \frac{w_0 r^2}{9} \left(3 - \frac{10}{\pi} \right) = + 0{,}02035\, w_0 r^2.$$

Dasselbe muß man erhalten, wenn man die Fälle 1 und 2 addiert,

$$M_A = (+ 0{,}07316 - 0{,}09351)\, w_0 r^2 = - 0{,}02035\, w_0 r^2 \text{ usw.}$$

Diese Belastungsannahme ist allzu günstig und ergibt sehr kleine Biegungsmomente im Ring (vgl. Kurve 3).

[3]) Ähnliche Formeln hat bereits Düsterbehn im „Eisenbau" 1917, S. 264, abgeleitet.

Tatsächlich haben neue Versuche gezeigt, daß die Verteilung der Windlasten am Umfange des Kreiszylinders eine ganz andere ist (Abb. 9). Eine gesetzmäßige Kurve hierfür läßt sich nicht ableiten und selbst wenn dies der Fall wäre, würden die Formeln für die Biegungsmomente im Ring äußerst verwickelt werden. Es empfiehlt sich daher, anders vorzugehen und die Einflußlinie für das Ringmoment infolge radialer Belastung abzuleiten. Hierzu untersuchen wir die

Wirkung einer Einzellast P.

Am statisch bestimmten Hauptsystem halten die Schubkräfte $t = \Delta \tau s$ der Last P das Gleichgewicht (Abb. 10). Die Momente M_0 sind nur von t abhängig, die Summen δ_{xo} und δ_{zo} bestehen daher nur aus dem Beitrag der Schubkräfte:

$$EJ\delta_{xo} = -\frac{3}{4}\cdot P r^3, \qquad EJ\delta_{zo} = -P r^2,$$

$$X = -\frac{3 P r^3}{4 \pi r^3} = -\frac{3P}{4\pi}, \qquad Z = -\frac{P r^2}{2 \pi r} = -\frac{P r}{2\pi}.$$

$$M = M_0 - M_x X - M_z Z,$$

$$M = \frac{P r}{2\pi}(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi) - r\cos\varphi\left(-\frac{3P}{4\pi}\right) - (-1)\left(-\frac{P r}{2\pi}\right),$$

$$M = \frac{P r}{4\pi}(2 - 2\varphi\sin\varphi - \cos\varphi) = P r \mu.^{4)}$$

Berechnet man die Werte μ für $\varphi = 0$, 15°, 30°, 45° usw., so erhält man die in Abb. 24 in der Abwicklung dargestellte Momentenfläche. Das Spitzenmoment unter der Last ($\varphi = \pi$) ist

$$M_A = +\frac{3}{4}\cdot\frac{P r}{\pi} = +0{,}23873\, P r.$$

Jede Ordinate dieser Kurve stellt das Biegungsmoment im Punkte φ infolge einer Last P in π ($= C$) dar;

$$P r \mu = M_{\varphi C}.$$

Rückt die Last P nach φ, so braucht man die Figur nur um den Winkel ($\pi - \varphi$) zu drehen, so daß der Nullpunkt (Lastpunkt) über φ zu liegen kommt. Dann herrscht in C jetzt das Moment $M_{C\varphi}$, das wegen der

Abb. 10.

Abb. 11.

Symmetrie gleich $M_{\varphi C}$ ist, weil C von φ um dieselbe Bogenstrecke nach rechts liegt wie φ von C nach links. Alle Ordinaten bedeuten daher zugleich das Moment in C infolge $P = 1$ in φ, stellen also die

Einflußlinie für M_C

dar:

$$M_C = r\,\Sigma P\mu.$$

Mit Hilfe dieser Einflußlinie kann man daher das Biegungsmoment an jeder Stelle berechnen, wenn die Lasten P gegeben sind.

Zur Bestimmung der P benutzen wir die Ergebnisse der Göttinger Modellversuche, die in einem Aufsatz von Kado[5]) zusammengestellt sind. Diese Ergebnisse zeigen, daß gerade in der Nähe der Punkte B und D (Abb. 11) die größten Kräfte, bis $2\,w_0$ und zwar als Sog, auftreten. Nach A hin nehmen sie erst sehr schnell, dann langsamer bis auf etwa

Abb. 11a.

0,3 w_0 ab, die Druckzone bei C mit der größten Ordinate $\sim 0{,}9\,w_0$ ist auf einen ziemlich schmalen Bogen beschränkt.

Abb. 11a zeigt in der rechten Hälfte die Messungsergebnisse in den beiden Ringen in der Nähe der Mitte des Versuchszylinders, links eine hiernach angenommene, etwas vereinfachte Belastungsfigur mit den Ordinaten

$$p_A = -0{,}3\,w_0, \quad p_B = -2{,}0\,w_0, \quad p_C = -1{,}0\,w_0,$$

wobei die Spitzen der negativen Belastung um ein geringes nach den Punkten B und D verschoben und die Kurven beiderseits der Maximalstellen in den Viertelpunkten symmetrisch verlaufend angenommen wurden.

Abb. 12.

Die Summe der Komponenten dieser Kräfte parallel zur y-Richtung $2\int_0^{\pi/2} w_\varphi\, r\, d\varphi \cos\varphi$ ergibt ungefähr $1{,}28\,w_0 r$, nicht sehr verschieden von $\frac{4}{3}\,w_0 r$. Sollen nun die Momente in den Achtelpunkten berechnet werden, so halten wir die Einflußlinie fest und wandern mit der Lastfläche jedesmal um 45° nach rechts, wie in Abb. 12 gezeigt ist. Die Teilpunkte haben 15° Abstand, die Produktensumme

$$\Sigma p\mu,$$

die neben jeder Fläche eingetragen ist, muß noch mit der Bogenlänge von 15° multipliziert werden, dann wird:

$$M = r\,\Sigma p\mu\, w_0 \cdot \frac{2\pi r}{24} = 0{,}2618\, w_0 r, \ \Sigma p\mu, \text{ und}$$

$$\left.\begin{matrix} M_C = +0{,}404, & M_{(135)} = -0{,}011, \\ M_B = -0{,}405, & M_{(45)} = +0{,}032, \\ M_A = +0{,}337 & \end{matrix}\right\} w_0 r^2.$$

[4]) Vgl. Stieghorst: Biegungsbeanspruchung in Mastbeschlägen, Schiffbau 1913, S. 899.

[5]) Kado: Die Beanspruchung waagerechter Versteifungsringe bei runden Bauwerken, Ztrlbl. d. Bauv. 1929, S. 418.

Als w_0 ist hierbei der Druck auf die Flächeneinheit im Punkte C einzuführen.

Abb. 13 zeigt den Verlauf der Momente. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit der Belastungsannahmen genügt es, in den Punkten $B\,C\,D$ dasselbe größte Moment

$$M = \pm\, 0{,}40\, w_0\, r^2$$

anzunehmen. Ein Vergleich mit Abb. 9 ($M = +\,0{,}0935\, w_0\, r^2$) zeigt, daß die Momente jetzt über viermal so groß sind wie früher bei einseitiger Druckbelastung nach dem Gesetz

$$w_\psi = w_0 \cos^2 \psi.$$

Abb. 13.

Es kann noch die Forderung gestellt werden, daß außer den radial wirkenden Windlasten auch tangentiale Reibungskräfte berücksichtigt werden sollen, besonders wenn die Außenfläche des Zylinders lotrechte Versteifungen trägt. Auch in diesem Fall ist es am besten, die

Wirkung einer tangentialen Einzellast P

an beliebiger Stelle C zu untersuchen. Die Momentenfläche, die man erhält, ist zugleich Einflußfläche für M_C, da $M_{\varphi\, C} = M_{C\, \varphi}$ wie im vorigen Fall. Es kann zunächst sonderbar erscheinen, daß eine Last, die stets mit einer der Richtungen der Stützkräfte zusammenfallen muß, überhaupt Momente im Ring hervorruft. Wenn die Stützwirkung durch Einzelkräfte T ausgeübt würde und im Angriffspunkt von P die Richtungen von P und T zusammenfielen (Abb. 14), so bliebe der Ring in der Tat spannungslos. Bei stetiger Stützwirkung t verteilt sich P aber auf den ganzen Umfang, was nicht möglich ist, ohne daß Biegungsmomente im Ring entstehen.

Abb. 14. Abb. 15.

Es empfiehlt sich, die Last P im Punkte B angreifen zu lassen (Abb. 14a), damit sie parallel zur Y-Achse wirkt. Die tangentialen Stützkräfte t lassen sich leicht berechnen, wenn man im Mittelpunkt Null die Last noch zweimal mit entgegengesetzten Richtungen anbringt. Die symmetrisch wirkende Kraft P ruft tangentiale Stützkräfte hervor, die symmetrisch zu $A\,C$ wirken (Abb. 15):

Abb. 14a. Abb. 15a.

$$t_1 = \frac{P \sin\varphi}{\pi\, r}.$$

Das übrigbleibende Drehmoment $P\,r$ (Abb. 15a) muß durch gleich große Stützkräfte t_2 aufgehoben werden, so daß

$$\int_0^{2\pi} t_2\, r\, d\varphi\, r = P\, r \text{ ist,} \quad t_2 = \frac{P}{2\,\pi\, r}.$$

Abb. 16 zeigt das Zusammenwirken der Stützkräfte t_1 und t_2, die sich im I. und II. Quadranten addieren, im III. und IV. subtrahieren. Durch das im Gleichgewicht befindliche Kräftesystem P, t_1, t_2 ist die Belastung des Ringes gegeben, und es können nun die statisch unbestimmten Größen X, Y, Z bestimmt werden. Die Momente M_0 und ihre Beiträge zu δ_{xo}, δ_{yo}, δ_{zo} werden getrennt bestimmt.

Abb. 16.

Wirkung der Stützkräfte t_1 allein.

Punkt C wird festgehalten gedacht, dann ist nach dem Anfang unter a)

$$M_{o\,\varphi} = \frac{P\, r}{2\,\pi}\,(2 - 2\cos\varphi - \varphi \sin\varphi),$$

ihr Beitrag zu

$$E\,J\,\delta_{xo} = -\frac{3}{4}\cdot P\, r^3, \quad E\,J\,\delta_{yo} = 0, \quad E\,J\,\delta_{zo} = -P\, r^2.$$

Wirkung der Stützkräfte t_2 allein.

$$d\,M_{o\varphi} = t_2\, r\, d\,\psi\,[r - r\cos(\varphi - \psi)], \qquad \text{worin} \quad t_2 = \frac{P}{2\,\pi\, r}.$$

$$M_{o\,\varphi} = \frac{P\, r}{2\,\pi}\int_0^{\varphi}(1 - \cos\varphi\cos\psi - \sin\varphi\sin\psi)\, d\,\psi = \frac{P\, r}{2\,\pi}\,(\varphi - \sin\varphi).$$

Im III. und IV. Quadranten entstehen gleich große Momente mit umgekehrtem Vorzeichen.

Im eingespannt gedachten Querschnitt C ist $M = \pm\,\frac{P\, r}{2}$. Zu einer anschaulichen Vorstellung über die Wirkung dieser Stützkräfte t_2 gelangt man, wenn man sie sich für jede Ringhälfte zu einem Kräftezuge aneinandergereiht denkt (Abb. 17). Sie bilden dann einen Halbkreis vom Halbmesser ϱ, ihre Resultierende ist gleich dem lotrechten Durchmesser $2\,\varrho$, links aufwärts, rechts abwärts gerichtet. Nennt man im Lageplan den Abstand dieser Kräfte von der y-Achse z, so muß $2\,\varrho\, z = \frac{P\, r}{2}$ sein.

Für das Kraftelement gilt

$$\varrho\, d\varphi = t_2\, r\, d\varphi = \frac{P}{2\,\pi}\cdot d\,\varphi,$$

$$\varrho = \frac{P}{2\,\pi}, \quad z = \frac{\pi\, r}{2}.$$

Abb. 17.

Diese M_0-Fläche (Abb. 18) ist antisymmetrisch, es wird daher ihr Beitrag zu $E\,J\,\delta_{xo}$ und $E\,J\,\delta_{zo}$ gleich Null und es bleibt

$$E\,J\,\delta_{yo} = 2\int_0^{\pi}\frac{P\, r}{2\,\pi}\,(\varphi - \sin\varphi)\, r \sin\varphi\, r\, d\,\varphi = \frac{P\, r^3}{2}.$$

Wirkung von P allein.

Diese bezieht sich nur auf den II. Quadranten (Abb. 19)

$$M_{o\,\varphi} = -P\, r\,(1 - \sin\varphi).$$

Abb. 18. Abb. 19.

$$E\,J\,\delta_{xo} = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} -P\, r\,(1 - \sin\varphi)\, r \cos\varphi\, r\, d\,\varphi = +\frac{P\, r^3}{2},$$

$$E\,J\,\delta_{yo} = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} -P\, r\,(1 - \sin\varphi)\, r \sin\varphi\, r\, d\,\varphi = -\frac{P\, r^3}{4}\,(4 - \pi),$$

$$E\,J\,\delta_{zo} = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} -P\, r\,(1 - \sin\varphi)\,(-1)\, r\, d\,\varphi = +\frac{P\, r^2}{2}\,(\pi - 2).$$

Im ganzen erhält man für die Belastungsglieder:

	von t_1	von t_2	von P	zusammen
$E\,J\,\delta_{xo} =$	$-\frac{3}{4}\cdot P\, r^3$	0	$+\frac{P\, r^3}{2}$	$= -\frac{P\, r^3}{4}$,
$E\,J\,\delta_{yo} =$	0	$+\frac{P\, r^3}{2}$	$-\frac{P\, r^3}{4}\,(4 - \pi)$	$= +\frac{P\, r^3}{4}\,(\pi - 2)$,
$E\,J\,\delta_{zo} =$	$-P\, r^2$	0	$+\frac{P\, r^2}{2}\,(\pi - 2)$	$= -\frac{P\, r^2}{2}\,(4 - \pi)$,

und hieraus

$$X = -\frac{P\, r^3}{4\,\pi\, r^3} = -\frac{P}{4\,\pi},$$

$$Y = +\frac{P\, r^3\,(\pi - 2)}{4\,\pi\, r^3} = +\frac{P}{4\,\pi}\,(\pi - 2),$$

$$Z = -\frac{P\, r^2\,(4 - \pi)}{2\cdot 2\,\pi\, r} = -\frac{P\, r}{4\,\pi}\,(4 - \pi).$$

Die endgültigen Biegungsmomente berechnen wir nun nach dem Ansatz

$$M = M_0 - M_x X - M_y Y - M_z Z,$$

wobei für M_0 die Wirkungen von t_1, t_2 und P addiert werden müssen. Man erhält

im I. Quadranten:

$$M = \frac{Pr}{2\pi}(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi) + \frac{Pr}{2\pi}(\varphi - \sin\varphi) - r\cos\varphi\left(-\frac{P}{4\pi}\right)$$
$$- r\sin\varphi\frac{P}{4\pi}(\pi - 2) - (-1)\left(-\frac{Pr}{4\pi}\right)(4 - \pi)$$
$$= \frac{Pr}{4\pi}[(\pi + 2\varphi)(1 - \sin\varphi) - 3\cos\varphi];$$

im II. Quadranten:

$$M = \frac{Pr}{2\pi}(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi) + \frac{Pr}{2\pi}(\varphi - \sin\varphi) - Pr(1 - \sin\varphi)$$
$$- r\cos\varphi\left(-\frac{P}{4\pi}\right) - r\sin\varphi\cdot\frac{P}{4\pi}(\pi - 2) - (-1)\left(-\frac{Pr}{4\pi}\right)(4 - \pi)$$
$$= -\frac{Pr}{4\pi}[(3\pi - 2\varphi)(1 - \sin\varphi) + 3\cos\varphi];$$

im III. und IV. Quadranten:

$$M = \frac{Pr}{2\pi}(2 - 2\cos\varphi - \varphi\sin\varphi) - \frac{Pr}{2\pi}(\varphi - \sin\varphi)$$
$$- r\cos\varphi\left(-\frac{P}{4\pi}\right) - (-r\sin\varphi)\frac{P}{4\pi}(\pi - 2) - (-1)\left(-\frac{Pr}{4\pi}\right)(4 - \pi)$$
$$= +\frac{Pr}{4\pi}[(\pi - 2\varphi)(1 + \sin\varphi) - 3\cos\varphi].$$

In Abb. 24 ist diese Fläche dargestellt, die Ordinaten sind für Intervalle von 15° ausgerechnet. Da die Ergebnisse für jeden Lastangriffspunkt gelten, so ist P nach C verlegt worden, wodurch die antisymmetrische Form der M-fläche besser zum Ausdruck kommt. Es wird dabei

der I. Quadrant zum IV.,
„ II. „ „ I.,
„ III. „ „ II.,
„ IV. „ „ III.

Greift im Punkte C eine beliebig gerichtete Kraft P an (Abb. 20), so ist man mit Hilfe der beiden Einflußlinien für radiale und tangentiale Lastwirkung imstande, den Einfluß der Komponenten P_r und P_t auf beliebige Querschnitte des tangential gestützten Ringes zu verfolgen. Es bliebe noch der Fall zu untersuchen, daß der Angriffspunkt von P um ein Maß a exzentrisch zur Schwerlinie des Ringes liegt, ein Fall, der durch konstruktive Verhältnisse sehr oft eintreten wird. Es bleibt daher noch übrig, die

Abb. 20.

Abb. 21.

Wirkung eines Lastmomentes $\mathfrak{M} = P_t\, a$

zu untersuchen (Abb. 21).

Die stützenden Tangentialkräfte sind gleich groß wie die Kräfte $t_2\, r\, d\varphi$ im vorigen Falle:

$$\int_0^{2\pi} t_2\, r\, d\varphi\, r = \mathfrak{M}, \qquad t_2 = \frac{\mathfrak{M}}{2\pi r^2},$$

an die Stelle von P tritt $\mathfrak{M}:r$, daher ist im statisch bestimmten Hauptsystem:

$$M_{o\varphi} = \frac{\mathfrak{M}}{2\pi}(\varphi - \sin\varphi),$$

$$EJ\delta_{yo} = +\frac{\mathfrak{M}r^2}{2}.$$

Damit wird $Y = +\frac{\mathfrak{M}r^2}{2\pi r^3} = +\frac{\mathfrak{M}}{2\pi r}$ und

$$M = M_0 - M_y Y = +\frac{\mathfrak{M}}{2\pi}(\varphi - \sin\varphi) - r\sin\varphi\cdot\frac{\mathfrak{M}}{2\pi r}$$
$$= \frac{\mathfrak{M}}{2\pi}(\varphi - 2\sin\varphi).$$

Im III. und IV. Quadranten kehren sowohl M_0 als auch M_y ihr Vorzeichen um, es ist dann

$$M = -\frac{\mathfrak{M}}{2\pi}(\varphi - 2\sin\varphi).$$

Abb. 24 zeigt die hiernach berechnete Momentenfläche, die zugleich Einflußfläche für das Biegungsmoment im Querschnitt C für ein Lastmoment $\mathfrak{M}$ an beliebiger Stelle ist.

Zahlenbeispiel (Abbild. 22). Ein Blechrohr werde gegen Winddruck durch Abspannseile gehalten, die im Grundriß mit der x-Achse einen Winkel von 30° bilden. Die gesamte, vom Zylinder auf den Ring zu übertragende Horizontalkraft betrage 1,6 t, dann ist:

Abb. 22.

Abb. 23.

radial: $P_r = \frac{1}{2}\cdot H\,\mathrm{tg}\,30° = 0{,}46\,\mathrm{t}$, tangential: $P_t = \frac{1}{2}\cdot H = 0{,}80\,\mathrm{t}$,

Halbmesser $r = 1{,}5$ m, Exzentrizität $a = 0{,}15$ m,

$\mathfrak{M} = P_t\, a = 0{,}12$ tm.

Mit Hilfe der drei Einflußlinien sind in der Tabelle auf S. 163 die Beiträge der 6 Belastungen auf die Biegungsmomente in den Achtelpunkten zusammengezählt worden, es muß sich natürlich Symmetrie in bezug auf die Achse B—D ergeben; wegen der Lastmomente $\mathfrak{M}_A$ und $\mathfrak{M}_C$ muß in diesen Punkten M_l und M_r, d. h. links und rechts vom Kragarm unterschieden werden. Abb. 23 zeigt die resultierende Momentenfläche in der Abwicklung.

Abb. 24.

Punkt	Einfluß von		Einfluß von		Einfluß von		zusammen
	P_r in A	P_r in C	P_t in A	P_t in C	$\mathfrak{M}$ in A	$\mathfrak{M}$ in C	tm
A_2	— 0,46 (+ 0,239)	— 0,46 (+ 0,080)	+ 0,80 0	— 0,80 0	+ 0,12 (— 0,500)	— 0,12 0	= — 0,2067
45°	— 0,46 (— 0,050)	— 0,46 (+ 0,014)	+ 0,80 (+ 0,0590)	— 0,80 (+ 0,0446)	+ 0,12 (— 0,1499)	— 0,12 (— 0,1001)	= + 0,0221
B	— 0,46 (— 0,091)	— 0,46 (— 0,091)	+ 0,80 (— 0,0113)	— 0,80 (+ 0,0113)	+ 0,12 (+ 0,0683)	— 0,12 (— 0,0683)	= + 0,0822
135°	— 0,46 (+ 0,014)	— 0,46 (— 0,050)	+ 0,80 (— 0,0446)	— 0,80 (— 0,0590)	+ 0,12 (+ 0,1001)	— 0,12 (+ 0,1499)	= + 0,0221
C_2	— 0,46 (+ 0,080)	— 0,46 (+ 0,239)	+ 0,80 0	— 0,80 0	+ 0,12 0	— 0,12 (+ 0,5000)	= — 0,2067
C_r	— 0,46 (+ 0,080)	— 0,46 (+ 0,239)	+ 0,80 0	— 0,80 0	+ 0,12 0	— 0,12 (— 0,5000)	= — 0,0867
135°	— 0,46 (+ 0,014)	— 0,46 (— 0,050)	+ 0,80 (+ 0,0446)	— 0,80 (+ 0,0590)	+ 0,12 (— 0,1001)	— 0,12 (— 0,1499)	= + 0,0111
D	— 0,46 (— 0,091)	— 0,46 (— 0,091)	+ 0,80 (+ 0,0113)	— 0,80 (— 0,0113)	+ 0,12 (— 0,0683)	— 0,12 (+ 0,0683)	= + 0,0854
45°	— 0,46 (— 0,050)	— 0,46 (+ 0,014)	+ 0,80 (— 0,0590)	— 0,80 (— 0,0446)	+ 0,12 (+ 0,1499)	— 0,12 (+ 0,1001)	= + 0,0111
A_r	— 0,46 (+ 0,239)	— 0,46 (+ 0,080)	+ 0,80 0	— 0,80 0	+ 0,12 (+ 0,5000)	— 0,12 0	= — 0,0867

Interessante Brückenmontagen an der Wasserkante.*)

Von Oberingenieur **Ferdinand Hülsen**, Hamburg.

I. Die Überseebrücke in Hamburg.

Die Brücke führt von den Vorsetzen über den Niederhafen (auch Zollkanal genannt) nach den Zollpontons und einer neu angelegten Pontonanlage mit Schlepperliegeplätzen und den Barkassenanlegestellen. Seit einiger Zeit erfolgt auch die Ein- und Ausschiffung der Passagiere der Hamburg-Südamerikanischen Dampfschiffahrts-Gesellschaft über diese Brücke. Für diesen Zweck ist eine besondere Landungsanlage auf den Pontons geschaffen worden. Bei dieser Gelegenheit erhielt auch die Brücke den Namen „Überseebrücke", während sie vorher allgemein die Niederhafenbrücke genannt wurde. In etwa 3,5 m Höhe über der Gehbahn wird die Brückenanlage mit einem Schutzdach versehen.

Abb. 1. Überseebrücke: Ansicht.

Abb. 2. Überseebrücke: Grundriß mit Arbeitsplatz.

Der 5 m breite Brückenzug ist rd. 120 m lang und ist aufgeteilt in eine landseitige Öffnung von rd. 20 m, eine Hauptöffnung von 93 m und ein Kragende von 6 m an dem wasserseitigen Pfeiler. Am wasserseitigen Ende ist eine 36 m lange Landungsbrücke beweglich angeschlossen, welche nach dem Ponton führt und sich jeweils dem wechselnden Wasserstande anpassen kann.

Abb. 1 zeigt die Ansicht und Abb. 2 den Grundriß der Anlage. Um genügend Durchfahrthöhe für den Schiffsverkehr zu erhalten, mußte von der Kaimauer aus eine etwa 3 m hohe Treppenanlage vorgesehen werden. Die Abdeckung der Gehbahn der Hauptbrücke besteht aus Zementplatten auf Eisenbeton, während die bewegliche Brücke als Belag starke Holzbohlen erhielt. Außerhalb der Geländer sind einerseits Telegraphen- und Fernsprechkabel, andererseits Starkstromkabel übergeführt, damit die Pontonanlagen und die Überseeschiffe mit Telephon und Licht, sowie mit Strom für Instandsetzungsarbeiten versorgt werden können. Die Brückenanlage selbst erhielt reichliche elektrische Beleuchtung. Die beiden Strompfeiler bestehen aus gerammten und verzimmerten Jochen mit aufgeschüttetem Betonsockel. Als Tragsystem der Hauptöffnung wurden Sichelträger mit in der Gehbahnebene liegendem Zugband gewählt. Die Sichelträger sind an den verjüngten Enden vollwandig und kragen über beide Pfeiler aus. An der Landseite sind die vollwandigen Träger der 20 m-Öffnung gelenkig angeschlossen, und an der Wasserseite ruht einseitig die bewegliche Brücke auf dem Kragteil. Das Gesamtgewicht der Anlage beträgt 346,0 t; hiervon entfallen auf die feste Brücke 314,5 t und auf die bewegliche Brücke 31,5 t.

*) Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 782 u. ff.

Da der sehr rege Verkehr im Zollkanal durch die Montage nicht gestört werden durfte, wurde die nachstehend beschriebene Aufstellungsart gewählt.

In der Hauptöffnung wurden zwei Behelfsjoche gerammt, so daß hier drei Durchfahrten von je etwa 28 m entstanden, von denen jeweils eine ganz kurze Zeit gesperrt werden konnte. Die Joche wurden gegen das Anfahren von Fahrzeugen durch 3-pfählige Dalben geschützt. Nachdem in der Werkstatt die Hauptträger vollständig zusammengelegt und die Nietlöcher aufgerieben waren, wurden versandfähig Stücke bis zu 9,0 t Stückgewicht zusammengenietet und mittels Schuten zur Baustelle befördert.

Abb. 3. Überseebrücke: Einsetzen des ersten Bogenstückes.

Abb. 4. Montage des zweiten Bogenstückes.

Auf dem etwa 20 m breiten gepflasterten Gelände zwischen Hochbahn und Kaimauer wurde ein etwa 76 m langer Arbeitsplatz hergerichtet (Abb. 2). Die Konstruktionsteile wurden mittels eines Turmkranes ausgeladen und unter einem Portalkran so weit zusammengebaut, daß der Hauptbogen in drei Teilen eingebaut werden konnte. An den beiden zuerst einzubauenden Bogenstücken wurde je eine Pendelstütze gelenkig

Abb. 5. Einbau der beweglichen Brücke.

Abb. 6. Die fertiggestellte Überseebrücke.

angeschlossen, die sich beim Verlegen auf die Behelfsjoche aufsetzten. Die drei Hauptteile wurden dann mit Hilfe eines Schwimmkranes von 100,0 t Tragkraft auf die Strompfeiler bzw. auf die Behelfsjoche abgesetzt. Für das Einsetzen dieser drei Hauptteile waren der 7., 8. und 9. Mai 1927 festgesetzt, und die Durchfahrt durch den Zollkanal war an diesen Tagen auf einige Stunden gesperrt. Die Fahrzeuge mußten in Begleitung eines Zollbeamten den Weg durch die Norderelbe (Zollgebiet) nehmen. Die Aufstellung wurde planmäßig durchgeführt.

Abb. 3 zeigt, wie das erste Bogenstück mit 96,0 t Gewicht am 7. Mai mit dem Schwimmkran eingesetzt wird. Zuerst wurde die Pendelstütze aufgesetzt und hierauf das feste Auflager auf den ersten Strompfeiler. Die genaue Achse und die Höhenkoten waren vorher festgelegt, so daß auch der Anschluß der folgenden Teile genau passen mußte.

Abb. 4 stellt die Montage des zweiten, 85,0 t schweren Bogenstückes dar. Hier wurde zunächst der Anschluß an das erste Bogenstück durch Dorne und Schrauben hergestellt und dann die Pendelstütze abgesetzt. An den Enden der Bogenstücke waren zuvor Arbeitspodeste mit Bohlen eingebaut und geeignete Gerüsthängeeisen für das Verschrauben angebracht. Die eingehängten Träger der 20 m-Öffnung wurden inzwischen mittels des Turmkranes aus der Schute genommen und eingebaut, so daß eine Verbindung mit dem landseitigen Widerlager geschaffen war.

Das dritte, 66,0 t schwere Bogenstück wurde beim Einbau auch zunächst mit dem mittleren Bogenteil verbunden und dann auf den Strompfeiler abgesetzt. An Stelle der beweglichen Auflager wurden vorerst Eichenholzstapel verlegt.

Im Anschluß hieran wurden die Hängestangen, das Zugband mit Gehbahngerippe und der untere waagerechte Verband eingebaut, und zwar wurden diese Teile gleich aus der Schute hochgezogen. Inzwischen wurde auch auf dem Arbeitsplatz die bewegliche Brücke vollständig zusammengebaut und vernietet. Bevor die Stöße der Bogengurtungen vernietet und das Zugband geschlossen werden konnte, wurde die ganze Konstruktion nochmals genau ausnivelliert. Hierbei zeigte es sich, daß die eine Pendelstütze um 30 mm und die andere um 45 mm gehoben werden mußte. Wahrscheinlich hatten die Joche, die je mit 110,0 t belastet waren, etwas nachgegeben. Nachdem die Bogen entsprechend angehoben waren, konnten die Niete im letzten Zugbandstoß ohne Aufreiben der Löcher eingebracht werden. Dann wurden die Pendelstützen frei gemacht, die beweglichen Lager untergebaut und die Pendelstützen entfernt. Am 21. 6. 27 wurde die bewegliche Brücke im Gewicht von 31,5 t mit Hilfe eines 35 t-Schwimmkranes eingelegt (Abb. 5. An der Hauptbrücke ist inzwischen die eine Pendelstütze bereits ausgebaut, während von der anderen der Rest entfernt und verladen wird. Mit dem Anbringen der Geländer wird begonnen.) Anschließend wurde die Gehbahn betoniert und mit Platten belegt. Am 1. 10. 27 wurde die Brückenanlage dem öffentlichen Verkehr übergeben. Abb. 6 zeigt die fertige Brücke.

Entwurf und Ausführung stammen von der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg. Die Arbeiten wurden unter der Oberleitung von Oberbaurat Baritsch der Abteilung Strom- und Hafenbau der Hamburger Baubehörde durchgeführt.

II. Brücke über den Müggenburger Kanal in Hamburg-Peute.

Anlaß zum Bau dieser Brücke gab ein Geländeankauf der Norddeutschen Affinerie, Hamburg, deren umfangreiche Betriebe sich auf dem Gelände an der Hofestraße zu beiden Seiten des Müggenburger Kanals befinden. Zwischen dem früheren und dem neu angekauften Grundstück war ein öffentlicher Weg, in dessen Verlängerung eine Fußgängerbrücke über den Kanal führte. Um nun das neue Grundstück mit dem alten zu verbinden, trat die Norddeutsche Affinerie einen entsprechend breiten Streifen Gelände am Ende des Grundstückes für einen neuen Weg ab und ließ eine neue Brücke errichten, die dann in Staatseigentum überging. Die Geländeeinteilung am jenseitigen Ufer brachte es mit sich, daß die neue Brücke den Kanal in einem Winkel von 50° kreuzen mußte. Die 3,5 m breite Brücke hat eine Gesamtlänge von rd. 98 m und ist aufgeteilt in zwei Seitenöffnungen von je etwa 20 m und eine Mittelöffnung von etwa 58 m. Die Hauptträger sind als Gerberträger mit eingehängtem Mittelteil ausgebildet. Waagerechte Verbände liegen sowohl in der Obergurtebene als auch in der Untergurtebene. Die Auflagerdrücke des oberen waagerechten Verbandes werden durch Portale auf die Auflager übertragen, und zwar an den Landwiderlagern durch einfache Rahmen mit Kopfbändern und über den Strompfeilern durch Streben, die sich außerhalb auf verlängerte Querträger abstützen. Die Gelenke der Hauptträger wurden als Federgelenke ausgebildet. Die Gehbahn wurde in Beton auf Belagprofilen mit einer Asphaltschicht ausgeführt. Außerhalb der Hauptträgeruntergurte sind Konsole für Gas-, Wasser- und Kabelrohre angeordnet.

Da der Schiffahrtverkehr in dem Kanal durch die Montage nicht behindert werden durfte, wurde die Brücke an Land fertig zusammengebaut und in drei Etappen über den Kanal geschoben bzw. gezogen. Die Abb. 7 zeigt die einzelnen Vorgänge.

Die auf dem Grundstück stehenden Gebäude ließen den Zusammenbau der Brücke in der Verlängerung der endgültigen Achse nicht zu. Die Brücke wurde daher in der in Abb. 7e angegebenen Lage zusammengebaut und die Gleise für die Verschiebewagen derart verlegt, daß die Brücke nach dem ersten Verschiebevorgang in die endgültige Achse eingebracht war. Die Fahrschienen durften nicht parallel verlegt werden, sondern ihr Abstand mußte sich beim ersten Wagen vergrößern und beim letzten Wagen verkleinern. Um das Gewicht der Brücke während

a) Brücke fertig zum Einfahren.

b) Brücke nach dem ersten Vorgang.

c) Brücke vor dem letzten Vorgang.

d) Ansicht der fertigen Brücke.

e) Grundriß.

Abb. 7a bis e. Montage der Müggenburger Kanalbrücke.

Abb. 8. Fertig zusammengebaute Brücke vor der Verschiebung.

des Einfahrens so gering wie möglich zu halten, wurden die Belagprofile und die Geländer erst nach dem Einfahren eingebaut. Trotzdem mußten auf Grund der statischen Untersuchungen einige Schrägen durch angeklemmte ⊏-Profile gegen Ausknicken gesichert werden, während die Anschlüsse von vornherein stark genug ausgebildet waren.

Beim ersten und zweiten Vorgang erhielt der Wagen eine Last von 52 t, die sich auf vier Räder verteilte.

Abb. 8 zeigt die an Land fertig zusammengenietete Brücke. An den Gelenkpunkten waren zunächst durchgehende Knotenbleche ausgeführt, so daß die Hauptträger kontinuierlich wirkten. Diese Knotenbleche wurden nach dem Überschieben einfach getrennt, wodurch die Gelenke in Tätigkeit traten. Der erste Verschiebevorgang erfolgte mittels einfacher Wagen auf reichlich mit Schwellen unterlegten Eisenbahnschienen. Der erste Wagen wurde so weit zurückgesetzt, daß nach der ersten Etappe vier Felder der Hauptträger über den ersten Strompfeiler hinausragten. In dieser Lage wurde die Brücke auf dem ersten Strompfeiler und auf dem Baugelände durch Holzstapel unterstützt und der erste Wagen in die in Abb. 7b gezeigte Stellung gebracht. Für das weitere Einfahren wurde außer dem Wagen eine Schute mit einem eingebauten Gerüst verwendet. Da der Wasserstand des Müggenburger Kanals von Ebbe und Flut beeinflußt wird, war das Unterbringen der Gerüstschute sehr einfach. Die Höhe des Gerüstes in der Schute war so bemessen, daß letztere bei Niedrigwasser unter die Brücke geschoben werden konnte. Das Verschieben erfolgte durch zwei Kabelwinden, wobei die eingescherten Züge einerseits am hinteren Ende der Brücke und andererseits an der Kaimauer befestigt waren. Die seitliche Führung wurde durch seitlich angebrachte Seilzüge reguliert. Die Brücke mußte bei dieser Verschiebung einen Weg von 48 m zurücklegen. Die Verschiebung selbst erforderte eine Zeit von 18 Minuten. Abb. 9 zeigt die Brücke nach dem zweiten Vorgang, sie ist bereits in richtiger Lage, jedoch muß das Fallen des Wasserspiegels abgewartet werden, damit die Brücke auf die vorbereiteten Holzstapel abgesetzt und die Gerüstschute entfernt werden kann. Inzwischen wurden über dem ersten Strompfeiler Hebeböcke unter die Hauptträger gebracht, damit das Anheben beim Versetzen des Wagens reguliert werden konnte und die Brücke nicht auf der ganzen Länge ohne Zwischenauflager war. Nachdem der Wagen in die Endstellung gebracht war, wurde am nächsten Tage die Gerüstschute an der in Abb. 7c bezeichneten Stelle unter die Brücke gebracht und befestigt. Die Gerüstschute hatte beim letzten Vorgang eine Last von 46 t aufzunehmen. Da die Seile in der Seitenöffnung den Schiffsverkehr nicht behinderten, wurde die Brücke jetzt mittels einer am jenseitigen Ufer befestigten Kabelwinde herübergezogen und auf die beiden Strompfeiler abgesetzt.

Abb. 9. Nach der zweiten Verschiebung.

Abb. 10. Ansicht der fertiggestellten Brücke.

Abb. 11. Durchblick.

Beim Herunterlassen in die endgültige Höhenlage war die Brücke nur durch die Strompfeiler unterstützt, die Seitenöffnungen kragten hierbei frei aus. Nachdem dann die Lager untergebaut waren, wurden die Knotenbleche an den Gelenkpunkten getrennt, so daß die Gelenke wirksam wurden. Anschließend wurden die Belagprofile aufgebracht und die Geländer montiert.

Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt 76 t St 37 und 1,3 t Stahlguß.

In Abb. 10 ist die fertige Brücke wiedergegeben, im Hintergrund sieht man noch die alte Brücke, an deren Stelle die neue in Benutzung genommen wurde.

Abb. 11 zeigt einen Durchblick durch die Brücke.

Entwurf und Ausführung entstammen der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg.

Die Bauaufsicht hatte Baurat Elgnowski von der Strom- und Hafenbauabteilung der Baubehörde Hamburg.

III. Straßenbrücken über Bille und Billekanal.

In Billwärder Ausschlag, dem südöstlichen Teil von Hamburg, werden die über die vielen Wasserstraßen führenden, veralteten Holzbrücken nach und nach durch Stahlbrücken ersetzt, und bei Anlage weiterer Straßenzüge werden von vornherein neue Stahlbrücken gebaut, wenn auch an einigen Stellen noch nicht in der endgültigen Breite. Die Möglichkeit der Verbreiterung wird aber stets berücksichtigt. Durch diese Brückenneubauten darf der rege Schiffsverkehr nach den zahlreichen Industrieanlagen nicht behindert werden.

Nachstehend soll nun gezeigt werden, wie eine Anzahl Straßenbrücken ohne Gerüste mit einfachsten Geräten in sehr kurzer Zeit montiert wurden. Die Anlieferung der Konstruktionsteile erfolgte auf dem Wasserwege. Da hierbei die Abmessungen und Gewichte der einzelnen Teile auf die Transportmöglichkeit keinen Einfluß hatten, wurden in der Werkstätte die Teile bis zu einem Stückgewicht von 28 t zusammengenietet und dadurch die Nietarbeit an den Baustellen verringert.

Abb. 12. Transport- und Mastschute.

Die Hauptgeräte für Transport und Montage waren die in Abb. 12 gezeigten Fahrzeuge:

1. eine Transportschute mit eingesetzten Holzböcken zur Auflagerung der Konstruktionsteile und etwa 30 t Ballast (Buckelplatten) und
2. eine Mastschute mit einseitig aufgestelltem, 10 m hohem Standbaum für Lasten bis zu 30 t, zwei auf dem Boden quer fahrbare Ausgleichgewichte von je 8 t und etwa 12 t Ballast (Buckelplatten).

Beide Schuten konnten leicht verbunden werden, so daß beide gemeinschaftlich die Last des Standbaumes aufnehmen konnten. Zu diesem Zweck waren auf jeder Schute zwei nebeneinanderliegende I P 55 befestigt, die durch Laschen biegungsfest miteinander verbunden wurden. Auf der Mastschute lagen diese Träger unmittelbar unter dem Standbaum, und auf der Transportschute dienten sie als Unterlage für die Konstruktionsteile. Außerdem wurden die Schuten an beiden Enden durch quer über sie gelegte I 30 miteinander verbunden.

Abb. 13. Billekanal-Brücke im Zuge des Billhornerdeichs; Montage.

Auf der Transportschute wurden die Hauptträger flachliegend zur Baustelle befördert. Die Träger konnten aufrecht nicht transportiert werden, da viele Brücken mit geringen Durchfahrthöhen zu passieren waren. An der Baustelle angekommen, wurde die Transportschute mit der Mastschute verbunden, wobei der Tiefgang der Mastschute durch die fahrbaren Gewichte reguliert wurde. Der Träger wurde dann mit Hilfe des Standbaumes aufgerichtet, wobei zunächst an den Enden durch Winden nachgeholfen wurde, und anschließend hochgezogen, um 90° herumgeschwenkt und auf die vorher verlegten Auflager gesetzt.

Abb. 14. Billekanal-Brücke im Zuge des Billhornerdeichs.

In Abb. 13 ist die Montage einer Brücke über den Billekanal im Zuge des Billhornerdeichs wiedergegeben. Sie zeigt, wie eben der äußere Hauptträger im Gewicht von 26 t hochgekantet ist und nun hochgezogen werden soll. Nachdem dann auch in der anderen Öffnung die eingehängten Träger montiert, die Querträger eingebaut und gerichtet waren, wurden die bis dahin als Ballast in den Schuten verbliebenen Buckelplatten aufgebracht.

Abb. 14 zeigt die fertige Brücke während der Probebelastung. Die Stützweite beträgt zweimal etwa 23 m und die Gesamtbreite 20 m. An Baustoff wurden 331 t St 37 und 19,1 t Stahlguß verwendet.

Abb. 15. Gustav-Kunst-Straßenbrücke über die Bille; Montage.

Abb. 16. Gustav-Kunst-Straßenbrücke über die Bille.

In ähnlicher Weise wurden zwei Brücken im Zuge der neu angelegten Gustav-Kunst-Straße montiert, und zwar eine Brücke nach Abb. 15 u. 16 über die Bille mit zweimal 27,2 m Stützweite und vorläufig 13 m Gesamtbreite und eine gleichartige über den Billekanal mit zweimal 23 m Stützweite und 16,6 m Gesamtbreite. Die Hauptträger dieser beiden Brücken sind als Träger auf drei Stützen ausgebildet. Mit Rücksicht auf die Länge wurden für jeden Hauptträger zwei Montagestöße vorgesehen, so daß sie in drei Teilen angeliefert und montiert werden mußten. Die Mittelteile mit einem Stückgewicht von 11 t wurden zuerst mit einem auf dem Strompfeiler stehenden Schwenkmast aus der Schute genommen und auf die Auflager gesetzt. Hierauf wurden die Seitenteile in der oben geschilderten Weise montiert. Das Mittelteil blieb jedesmal so lange im Zuge hängen, bis ein Seitenteil angeschlossen war. Abb. 16 zeigt das Hochziehen eines Seitenteiles von der Schute aus. Erst nachdem sämtliche Hauptträger vollständig montiert waren, wurden die Stöße genietet. Das Gesamtgewicht der Billebrücke beträgt 292 t und das der Billekanalbrücke 267 t.

Zwei Straßenbrücken und zwei Eisenbahnbrücken über die Reiherstiegschleusen wurden in ähnlicher Weise montiert. Abb. 17 veranschaulicht die Montage des ersten Hauptträgers.

Zwei genau gleiche Straßenbrücken über den Billekanal im Zuge der Großmannstraße und der Schurzallee, deren Stützweite 37,2 m beträgt und deren Hauptträger als versteifte Stabbogen ausgeführt sind, wurden in der folgenden Weise montiert:

Zunächst sollten die vollwandigen Balken der Hauptträger und die Querträger verlegt werden. Da die ersteren aber die Last der Querträger bei der Stützweite von 37,2 m nicht aufnehmen konnten, wurde in der Mitte des Kanals in den Hauptträgerachsen je ein vierpfähliger Hilfsbock gerammt, die nach beendeter Montage wieder entfernt wurden. Ein einzelner Hilfsbock hatte zeitweilig eine Last von 90 t aufzunehmen. Nachdem zunächst der Endquerträger auf die vorher verlegten festen Auflager abgesetzt war, wurden die Balkenteile und Querträger mit Hilfe der Mastschute montiert.

Jeder Hauptträgerbalken wurde in zwei Teilen angeliefert, wobei der Montagestoß etwa 4 m aus der Mitte lag. Die längsten Teile mit einem Stückgewicht von 28 t wurden zuerst hochgezogen und auf die festen Auflager einerseits und auf die Hilfsböcke anderseits abgesetzt. Hierauf wurde zur besseren Aussteifung zunächst ein Querträger eingebaut. Die Querträger hatten 18,5 m Länge und ein Stückgewicht von 15 t. Anschließend

Abb. 17. Brückenmontage bei den Reiherstiegschleusen.

Abb. 22. Auswechslung der Eisenbahnbrücke über die Bille; der letzte Hauptträger wird hochgezogen.

Abb. 18. Billekanal-Brücke; Montage eines Hauptträgers.

wurden dann die restlichen Balkenteile und die Querträger montiert, letztere wurden abwechselnd, von den Widerlagern beginnend, hochgezogen, damit die Hauptträger möglichst gleichmäßig belastet wurden.

Die Abb. 18 u. 19 zeigen diesen Teil der Brückenmontage.

Der oben beschriebene Holzmast war inzwischen durch einen Stahlmast ersetzt worden. Die beweglichen Lager wurden vorerst noch nicht untergebaut, sondern zunächst Holzstapel verlegt. Erst nachdem auch die Bogen montiert und die Hauptträger vollständig vernietet waren, wurde die Brücke einseitig angehoben und die beweglichen Lager untergebaut. Bei dieser Gelegenheit wurden die Holzstapel von den Hilfsböcken entfernt und damit die Brücke auf der ganzen Länge freigelegt. Anschließend wurden mit einfachem Schwenkmast die Längsträger und Buckelplatten eingebaut und vernietet. Nachdem inzwischen auch die

Abb. 19. Billekanal-Brücke; Montage der Querträger.

Geländer angebracht waren, konnte die Fahrbahndecke aufgebracht werden. Abb. 20 zeigt eine der fertigen Brücken während der Belastungsprobe, die Hilfsböcke sind hier bereits wieder entfernt.

Diese beiden Brücken wurden mit einem Zwischenraum von zwölf Tagen gleichzeitig montiert (da dieselbe Mastschute für beide Baustellen verwendet werden sollte) und erforderten zusammen eine Montagezeit von 42 Tagen. Das Gesamtgewicht beträgt 681,0 t, hierin sind enthalten 382,8 t St 48 für die Haupt- und Querträger, 279,0 t St 37 für Längsträger, Abdeckung und Geländer und 19,2 t Stahlguß für die Lager.

Abb. 20. Billekanal-Brücke im Zuge der Großmannstraße.

Die jetzt 18,5 m breiten Brücken können durch Anbringen von Konsolen außerhalb der Hauptträger auf eine Gesamtbreite von 29 m gebracht werden.

Ausgeführt wurden die hier genannten Brücken von der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, unter Aufsicht der III. Ingenieur-Abteilung der Hamburger Baubehörde.

IV. Brückenauswechslungen.

Viele Eisenbahnbrücken, die den neuen Belastungsvorschriften nicht mehr genügen und bei denen eine Verstärkung nicht angängig ist, werden nach und nach durch neue Brücken ersetzt. Vielfach werden auch bei dieser Gelegenheit die Stützweiten vergrößert oder sonstige wesentliche Veränderungen vorgenommen, die sich durch die veränderten Verkehrsverhältnisse auf den unterführten Straßen, Wasserläufen oder Eisenbahnstrecken ergeben. Die Bauarbeiten, die während des Betriebs auszuführen sind, werden von mancherlei Schwierigkeiten begleitet. Besonders das Auswechseln der alten gegen die neuen Brücken, das vielfach in sehr

Abb. 21. Auswechslung einer Eisenbahnbrücke.

kurzen Zugpausen zu erfolgen hat, erfordert stets gründliche Vorbereitungen. Wenn bei zweigleisigen Strecken jedes Gleis über einen besonderen Überbau führt, können in den meisten Fällen Weichen eingebaut und der Verkehr in beiden Richtungen über eine Brücke geleitet werden. Die alte Brücke kann dann ausgebaut und verladen werden. Nach Überholung oder Erneuerung der Widerlager kann die neue Brücke eingebaut werden, ohne Störungen im Betrieb zu verursachen. Die Bauteile können mittels Eisenbahnwagen angeliefert und auf dem unterbrochenen Gleis entladen werden. Kleinere Brücken in zweigleisigen Strecken werden

Abb. 23. Die Brücken vor der Auswechslung.

zweckmäßig mittels Eisenbahnkrane ausgewechselt, indem die alte auf einen bereitgestellten Eisenbahnwagen gesetzt und die neue fertig angelieferte Brücke vom Eisenbahnwagen aus eingesetzt wird. In den meisten Fällen genügt hierfür eine kurze Zugpause. An Stelle der Eisenbahnkrane finden auch vielfach Hubgerüste mit Laufkatzen Anwendung. Abb. 21 zeigt eine solche Auswechslung, wobei die zum Heben

benutzten Winden auf der Brücke befestigt waren. Die Gerüstpfosten waren hier mit Galgen versehen, an denen die Katzenträger und Längsverbindungen hochgezogen wurden.

Ist jedoch die Strecke eingleisig oder ist für zwei Gleise nur ein Überbau vorhanden, so muß die neue Brücke zunächst neben der alten

Abb. 24.
Die alte Eisenbahnbrücke über die Bille ist um 5,5 m verschoben.

oder in deren Nähe montiert und dann in einer Zugpause gegen die alte Brücke ausgewechselt werden.

In der Folge sollen nun zwei derartige ohne Betriebstörungen durchgeführte Brückenauswechslungen beschrieben werden.

a) Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Bille in km 62,3 der Lübeck-Büchener Eisenbahn-Gesellschaft. Die alte Brücke (Fachwerkträger) hatte die gleichen Spannweiten wie die neue Blechträgerbrücke, 18,9 + 22 + 18,9 m. Der Schiffsverkehr durfte nicht behindert werden. Daher wurden nur die zum Tragen der Verschiebebahnen erforderlichen Gerüste errichtet. Die Konstruktionsteile wurden auf dem Wasserwege angeliefert und die Hauptträger mit Hilfe der früher bereits erwähnten Montagefahrzeuge hochgezogen und auf die Verschiebebahn gelegt.

Abb. 25. Die neue Eisenbahnbrücke über die Bille ist eingefahren.

Aus Abb. 22 (Aufnahme vom 3. November 1929) ist ersichtlich, wie gerade der letzte Hauptträger im Gewicht von 18 t hochgezogen wird. Anschließend wurden die Verbände eingebaut und von angehängten Gerüsten aus vernietet. Abb. 23 veranschaulicht die Lage der Brücken unmittelbar vor der Auswechslung. Das Auswechseln war auf einen Sonntag (24. November) festgesetzt, und zwar stand die Zeit von 12^{20} bis 21^{00} Uhr zur Verfügung. Die Probebelastung mußte in dieser Zeit mit vorgenommen werden. Die Verschiebungen erfolgten auf kleinen Wagen mit je zwei Walzen von 100 mm Durchmesser. Nachdem der letzte Zug die alte Brücke passiert hatte, wurden die Schienen gelöst, die Brücke mit den vorher angesetzten Hebezeugen an allen acht Auflagern gleichzeitig angehoben und die Verschiebewagen untergesetzt. Hierauf wurde die alte Brücke mit Hilfe von vier ebenfalls vorher angebrachten Flaschenzügen um etwa 5,5 m seitlich verschoben. Abb. 24 (Aufnahme vom 24. November) zeigt den Zustand nach der Verschiebung der alten Brücke. Nun wurden die Nuten für die Rippen der neuen Auflager in die Auflagersteine gestemmt und gleichzeitig die Seilzüge und Kabelwinden an die bereits auf den Wagen stehende neue Brücke befestigt, anschließend die neuen Lager verlegt, die neue Brücke in die endgültige Lage gezogen und auf die Lager abgesetzt. Diese Arbeiten waren bis 17^{00} Uhr erledigt. Abb. 25 (Aufnahme vom 25. November) zeigt die neue Brücke in der endgültigen Lage. Nunmehr konnten die Schienenverbindungen hergestellt werden, die Probebelastung stattfinden und die Brücke in Betrieb genommen werden. Im Anschluß daran wurde die alte Brücke mit Hilfe der Mastschute abmontiert und in Schuten abtransportiert. Die gesamten Montagearbeiten gingen programmgemäß ohne Unfall vor sich. Das Gesamtgewicht der neuen Brücke beträgt 167,3 t, hiervon lieferte die Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund, die Seitenöffnungen mit 122,3 t, während die Lieferung der Mittelöffnung mit 45,0 t und die gesamte Montage der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, oblag. Der Entwurf entstammte dem Brückenbau-

Abb. 26. Eisenbahnbrücke über den Elbe—Trave-Kanal; nach der ersten Verschiebung der Brücke.

büro der Lübeck-Büchener Eisenbahn-Gesellschaft, Lübeck. Die Oberaufsicht hatte Oberbaurat Mühlradt.

b) Eisenbahnbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Dalldorf, eine Fachwerkbrücke von 48 m Stützweite mit oberen und unteren waagerechten Verbänden. Die Strecke ist eingleisig, jedoch sind die Widerlager von vornherein für zwei Überbauten hergestellt worden. Dieser Umstand war bestimmend für die gewählte Art der Auswechslung, wobei der Schiffsverkehr nicht behindert, also Gerüste nicht verwendet werden durften. Die alte Brücke wurde zunächst in einer Zugpause um 5,5 m seitlich verschoben und das Gleis entsprechend verschwenkt, nachdem zuvor an einer Seite eine Weiche eingebaut worden war. Die neue Brücke wurde in der endgültigen Achse auf dem Bahnkörper mittels eines Portalkrans zusammengebaut und dann in zwei Arbeitsgängen über den Kanal gezogen. Die erste Verschiebung erfolgte auf Transportwagen, bis drei Felder frei über den Kanal ragten. Hierauf wurde eine mit einem geeigneten Gerüst versehene Schute mit Wasserballast belastet und unter das zweite Feld gebracht. Durch Auspumpen des Wassers erhielt die Schute so viel Auftrieb, daß die Brücke vom ersten Wagen abgehoben wurde. Die Brücke wurde dann mit einer Kabelwinde über den Kanal gezogen. Abb. 26 zeigt die alte und die neue Brücke nach der ersten Verschiebung, die Gerüstschute kurz vor dem Unterschieben. Auf Abb. 27 ist die Schute unter der Brücke festgemacht und die Brücke bereits in Bewegung. Die Schute wurde mit Wasserballast wieder frei gemacht und die Brücke auf die Auflager abgesetzt. In gleicher Weise wurde die alte Brücke ausgebaut. Das Gesamtgewicht der neuen Brücke beträgt 155,0 t St 52.

Abb. 27. Blick auf die Brücke über den Elbe—Trave-Kanal nach der ersten Verschiebung.

Lieferung und Montage wurde von der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, unter Aufsicht der Reichsbahndirektion Altona ausgeführt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang — BERLIN, 24. Juli 1931 — Heft 15

Das Wesen des Rautenträgers und seine richtige und einfache Berechnung.

Von Reichsbahnoberrat Krabbe, Essen.

1. Besondere Eigenschaften des Rautenträgers.

Es ist bekannt, daß der Rautenträger, wenigstens soweit die Querträger in den Rautenspitzen an ihn angeschlossen sind, bezüglich der Durchbiegung und Gestaltung der Einflußlinien, insbesondere der Streben, Eigenschaften besitzt, die seinem Verhalten als Fachwerk widersprechen und nur in seiner Wirkung als hochgradig statisch unbestimmtes Rahmenwerk ihre Erklärung finden können. Diese Frage ist insbesondere von Dr. Christiani mehrfach im „Stahlbau" behandelt, zuletzt in Heft 2, Jahrgang 1931, wo darauf hingewiesen wird, daß das Tragwerk auch ohne sogenannten Stabilitätsstab als stabil angesehen werden kann, und daß anderseits sich der Einfluß etwa vorhandener Stabilitätsstäbe nur über wenige Felder erstreckt. Der hier für einen besonderen Fall durch Behandlung des Tragwerkes als 36 fach statisch unbestimmtes Rahmenwerk geführte Beweis läßt jedoch eine Verallgemeinerung nicht zu; insbesondere könnte dagegen eingewendet werden, daß es sich bei dem behandelten Rahmengebilde kaum um ein Fachwerk handelt, denn dazu sind die Gurte viel zu steif ausgebildet. Eine Gurthöhe von 60 cm bei nur 28 m Stützweite kann unmöglich als normales Maß angesehen werden; die Rheinbrücke Wesel hat z. B. bei 104 m Stützweite die, wie später noch gezeigt werden soll, völlig ausreichende Gurthöhe von 90 cm. Sodann ist es wohl kaum möglich, die umfangreiche Berechnung Christianis auch nur nachzuprüfen, und man ist im wesentlichen auf den guten Glauben an ihre Richtigkeit angewiesen. Schließlich aber bleibt die Frage offen, wie denn überhaupt ein solches Gebilde berechnet werden soll, insbesondere dann, wenn bei nicht vorhandenem Stabilitätsstab ein stabiles Fachwerk und die Gleichgewichtsbedingungen dafür gar nicht mehr vorhanden sind. Die Berechnung als hochgradig statisch unbestimmtes Rahmengebilde ist natürlich praktisch unmöglich, und selbst die von Christiani an anderer Stelle[1]) unter der zulässigen Annahme nur steifer Gurtungen gezeigte Berechnung ist zu umständlich; die weitere Vereinfachung unter Annahme nur einer steifen Gurtung erscheint zu willkürlich und dazu in praktischen Fällen auch noch sehr umständlich. Alle diese Bedenken könnten mit Recht dazu führen, die an sich schöne Trägerform überhaupt zu vermeiden.

Im folgenden sollen nun die besonderen Eigenschaften des Rautenträgers näher untersucht und aus denselben eine einwandfreie und dazu sehr einfache Berechnungsweise hergeleitet werden, wobei es vollkommen gleichgültig ist, ob der Träger keinen, einen oder mehrere Stabilitätsstäbe besitzt. Nur um eine Prüfung der Genauigkeit der Rechnungsergebnisse an Hand der vorliegenden, wertvollen Berechnung Christianis zu ermöglichen, ist der von Christiani behandelte Träger in denselben Abmessungen (Abb. 1) auch der folgenden Betrachtung im wesentlichen zugrunde gelegt; dabei kann aber in sehr einfacher Weise gezeigt werden, welchen Einfluß die sehr steife Gurtung hat und ob dieselbe notwendig oder überhaupt zweckmäßig ist. Auch wird sich dabei zeigen, weshalb die bei Rautenträgern bisher übliche kinematische Berechnungsweise nur zu ganz unsicheren Ergebnissen führen und darum unmöglich beibehalten werden kann.

Stab	J cm⁴	F cm²	
b	93444	197	Gurthöhe 60 cm
c	136330	346	
d	136330	346	
f	110712	235	
g	136330	346	
h	190930	406	
l		146	
r		151	
n		129	
t		151	
p		129	
v		100	

Abb. 1.

[1]) Der Stahlbau 1929, S. 183.

Verschiebt man in dem gelenkigen Stabgebilde (Abb. 2a), welches eine zwangsläufige kinematische Kette darstellt, die Punkte 5 und $\bar{5}$ gegeneinander, so entsteht die bekannte, punktiert eingetragene Verschiebungsfigur, ohne daß es dazu der Anwendung einer Kraft bedarf. Ein Blick auf die Abb. 2b zeigt aber sofort, daß ein irgendwie ähnliches Gebilde bei steifer Knotenpunktausbildung ganz unmöglich ist; denn die hier gezeichnete, der kinematischen Kette entsprechende Verschiebung unter Anwendung der Kraft P würde infolge der durch die Biegung entstehenden Querkräfte durch die eingezeichneten Kräfte belastet sein, die einen Ausgleich der Wellen bis zu ihrem Verschwinden herbeiführen müssen, woraus sich schon vermuten läßt, daß die Wirkung der durch die Kraft P erzwungenen Spreizung 5—5 auf ihre nächste Umgebung beschränkt bleiben muß. Diese Wirkung soll nun zunächst genau untersucht werden, wobei nur die folgenden, die Entwicklung sehr vereinfachenden und zweifellos zulässigen Annahmen gemacht werden:

Abb. 2a u. b.

1. Nur die Gurtstäbe sind biegungsfest durchgeführt, die Füllungsstäbe aber untereinander und mit den Gurtungen gelenkig verbunden.
2. In jedem Felde sind die Querschnitte und Trägheitsmomente der beiden Gurtstäbe sowie der Querschnitte der beiden Streben einander gleich.
3. Der Einfluß der Achsialkräfte in den Gurtungen auf deren Verbiegung wird vernachlässigt, was aber natürlich auch bei Berechnung als hochgradig unbestimmtes System geschieht.

Im übrigen wird die Untersuchung in voller Strenge durchgeführt. Unbedingt notwendig sind auch diese vereinfachenden Annahmen mit Ausnahme von 3 nicht, das im folgenden entwickelte Verfahren kann auch für andere Querschnittsverteilungen durchgeführt werden, wird dann aber wesentlich umständlicher und dürfte auch keine große praktische Bedeutung haben, weshalb wir uns hier auf das Verfahren unter den genannten vereinfachenden Annahmen beschränken wollen.

Die genaue Untersuchung der Einwirkung einer Belastung P auf den Rautenträger mit kontinuierlichen Gurtungen (Abb. 3) ist bei Anwendung der üblichen Methoden wegen der vielfachen wechselseitigen Beeinflussung der Kräfte ziemlich schwierig; sie gelingt aber leicht nach der sogenannten Deformationsmethode[2]), wenn man als Unbekannte die durch die Kraft P verursachten Ausbeulungen (Spreizungen) des Trägers in den einzelnen Knotenpunkten einführt. Der große Vorteil dieses Verfahrens liegt in der Möglichkeit weitgehender Fesselung des widerspenstigen Trägergebildes während der Untersuchung. Wir bezeichnen die unbekannten Spreizungen mit ζ_1, ζ_2, ζ_3 usw. und stellen sie uns vor als Verlängerungen zugefügter Stäbe II, III, IV usw. Die ζ sollen als positiv gelten, wenn der Träger durch sie nach außen ausgebeult (gespreizt) wird. Für die in diesen sieben Stäben auftretenden Kräfte Z_2,

Abb. 3.

[2]) Vgl. A. Ostenfeld, Die Deformationsmethode. Jul. Springer. Berlin 1926.

Z_3, Z_4 usw., die natürlich im Endzustand der Verformung gleich Null sein müssen, gelten dann sieben Gleichungen mit sieben Unbekannten von der Form:

$$Z_m = 0 = Z_{m_0} + Z_{m_2}\zeta_2 + Z_{m_3}\zeta_3 + Z_{m_4}\zeta_4 + Z_{m_5}\zeta_5 + Z_{m_4'}\zeta_4' + Z_{m_3'}\zeta_3' + Z_{m_2'}\zeta_2', \tag{1}$$

wobei bedeutet:

Z_{m_0} die Stabkräfte, die unter der Annahme, daß alle $\zeta = 0$, also alle zugedachten Stäbe starr sind, durch die äußere Belastung in den einzelnen zugedachten Stäben entstehen;

Z_{m_3} die Kraft, die im Stab m durch den Zustand „$\zeta_3 = +1$" verursacht wird, wobei also alle übrigen $\zeta = 0$, daher alle zugedachten Stäbe mit Ausnahme von III als starr anzunehmen sind. Die Matrix des Gleichungssystems (1) ist dann, wenn wir der einfachen Schreibweise halber nur die Zeiger der Koeffizienten Z hinschreiben (also statt Z_{35} nur 35):

(2)

	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ_5	ζ_4'	ζ_3'	ζ_2'	
2	22	23	24	25	24'	23'	22'	20
3	32	33	34	35	34'	33'	32'	30
4	42	43	44	45	44'	43'	42'	40
5	52	53	54	55	54'	53'	52'	50
4'	4'2	4'3	4'4	4'5	4'4'	4'3'	4'2'	4'0
3'	3'2	3'3	3'4	3'5	3'4'	3'3'	3'2'	3'0
2'	2'2	2'3	2'4	2'5	2'4'	2'3'	2'2'	2'0

sämtliche Vorzeichen sind +

Die Lösung dieses Gleichungssystems ist überraschend einfach. Durch den Zustand beispielsweise „$\zeta_4 = +1$" (Abb. 4) entstehen in allen zugedachten Stäben infolge der Steifigkeit der Gurtungen Kräfte Z, die den Auflagerkräften R des durchlaufenden Balkens auf neun festen Stützen bei der Verschiebung „$\zeta_4 = +1$" entsprechen (Abb. 5). Diese

Abb. 4.

Abb. 6.

können aus Tabellen entnommen werden[3]), wobei ohne erhebliche Fehler die Endfelder mit derselben Feldweite angenommen werden können wie die übrigen Felder.

Abb. 5.

Die in den Stäben IV, III und V entstehenden Kräfte Z enthalten aber außer diesen Kräften R noch Druckkräfte infolge der in den Streben n, t, v, p durch die Verschiebung „$\zeta_4 = +1$" erzeugten Zugkräfte. Alle Werte Z, deren beide Zeiger sich um mehr als 1 unterscheiden, können also unmittelbar aus Tabellen entnommen werden, während bei den Werten Z mit zwei gleichen oder nur um 1 verschiedenen Zeigern zu diesen Tabellenwerten noch die erwähnten Druckkräfte zuzuzählen sind, die noch näher zu bestimmen sind.

Bei Verlängerung des Stabes IV um ζ (Abb. 6) verlängern sich die beiden Streben n und t zunächst um je $\frac{\zeta}{2}\sin\alpha$; durch diese Verlängerung aber entsteht in den Streben eine Zugkraft, die in den beiden Gurtstäben c und g eine entsprechende Druckkraft bedingt, wodurch diese Gurtstäbe sich um den vorläufigen unbekannten Wert γ verkürzen. Diese Verkürzung beider Gurtstäbe bedingt aber ihrerseits eine Verkürzung der beiden Streben um je $\gamma\cos\alpha$, so daß die wirkliche Verlängerung jeder der beiden Streben beträgt:

$$\Delta t = \Delta n = \frac{\zeta}{2}\sin\alpha - \gamma\cos\alpha, \tag{3}$$

das entspricht einer Zugkraft in den Streben

$$D = \frac{\Delta t}{s_d} E F_d = \frac{\frac{\zeta}{2}\sin\alpha - \gamma\cos\alpha}{s_d} \cdot E F_d \tag{4}$$

[3]) Sie sind in diesem Beispiel entnommen aus den Tabellen in der Schrift: Ostenfeld, Lastverteilende Querverbände, Kopenhagen 1930. In Kommission bei Jul. Gjellerup.

und einer Druckkraft in den Gurtstäben

$$\delta = -D\cos\alpha = -\frac{\gamma E F_g}{a}. \tag{5}$$

Aus Gl. 4 u. 5 folgt:

$$\frac{\left(\frac{\zeta}{2}\sin\alpha - \gamma\cos\alpha\right)\cos\alpha\, E F_d}{s_t} = \frac{\gamma E F_g}{a} \tag{6}$$

oder

$$\gamma = \frac{\sin\alpha\cos^2\alpha\, F_d}{2(\cos^3\alpha\, F_d + F_g)} \cdot \zeta. \tag{7}$$

Setzen wir nun

$$\frac{\sin\alpha\cos^2\alpha\, F_d}{2(\cos^3\alpha\, F_d + F_g)} = \varphi, \tag{8}$$

so ist

$$\gamma = \varphi\,\zeta, \tag{9}$$

dann ist nach Gl. 4 u. 9

$$D_n = D_t = + \frac{\frac{1}{2}\sin\alpha - \varphi\cos\alpha}{a} \cdot E F_d \cos\alpha\,\zeta \tag{10}$$

und

$$S_g + S_c = - \frac{\frac{1}{2}\sin\alpha - \varphi\cos\alpha}{a} \cdot E F_d \cos^2\alpha\,\zeta. \tag{11}$$

Die lotrechte Kraft, mit der die beiden Streben bei „$\zeta_4 = +1$" die zugedachten steifen Stäbe III und IV belasten, ist

$$W_{3/4} = - \frac{\frac{1}{2}\sin\alpha - \zeta\cos\alpha}{a} \cdot E F_d \cos\alpha\sin\alpha. \tag{12}$$

Berechnen wir die Werte $W_{2/3}$, $W_{3/4}$, $W_{4/5}$ für die Felder 2—3, 3—4, 4—5, so sind damit in Verbindung mit den aus Tabellen zu entnehmenden Stützendrücken des durchlaufenden Balkenträgers die Koeffizienteu Z der Gl. 2 bekannt, wenn man noch beachtet, daß $Z_{50} = +P$, alle übrigen Koeffizienten Z_{m_0} jedoch = Null sind, da auf sie eine äußere Belastung nicht einwirkt.

Für unser Beispiel (Abb. 1) ergibt sich nun folgendes: Die Auflagerdrücke des durchlaufenden Balkens mit dem Trägheitsmoment J_g auf neun starren Stützen mit den Feldweiten a (Abb. 6) betragen nach den genannten Tabellen

beim Zustand $\zeta_2 = +1$	beim Zustand $\zeta_3 = +1$	beim Zustand $\zeta_4 = +1$	beim Zustand $\zeta_5 = +1$
$R_{22} = -9{,}88$	$R_{23} = +9{,}51$	$R_{24} = -4{,}15$	$R_{25} = +1{,}11$
$R_{32} = +9{,}51$	$R_{33} = -14{,}03$	$R_{34} = +10{,}62$	$R_{35} = -4{,}45$
$R_{42} = -4{,}15$	$R_{43} = +10{,}62$	$R_{44} = -14{,}33$	$R_{45} = +10{,}70$
$R_{52} = +1{,}11$	$R_{53} = -4{,}45$	$R_{54} = +10{,}70$	$R_{55} = -14{,}35$
$R_{4'2} = -0{,}30$	$R_{4'3} = +1{,}19$	$R_{4'4} = -4{,}47$	$R_{4'5} = +10{,}70$
$R_{3'2} = +0{,}08$	$R_{3'3} = -0{,}32$	$R_{3'4} = +1{,}19$	$R_{3'5} = -4{,}45$
$R_{2'2} = -0{,}02$	$R_{2'3} = +0{,}08$	$R_{2'4} = -0{,}30$	$R_{2'5} = +1{,}11$

Da an jeder Gurtung nur die Ausbiegungen $\frac{\zeta}{2}$ auftreten, sind alle diese Werte durch 2 zu dividieren; sie sind ferner mit $\mu = \frac{E J_g}{a^3} = \frac{2150 \cdot 163\,100}{64\,000\,000} = 5{,}48$ t/cm zu multiplizieren. Man beachte, daß selbstredend $R_{23} = R_{32}$. Die nicht unterstrichenen Werte ergeben ohne weiteres die Werte Z der Gl. 2; zu den unterstrichenen sind noch die nach Gl. 12 sich ergebenden Werte W hinzuzuzählen. Diese sind:

im Feld 2/3: $\varphi_{23} = \frac{0{,}707^3 \cdot 148{,}5}{2(0{,}707^3 \cdot 148{,}5 + 216)} = 0{,}0980$ [Gl. 8]

$$W_{23} = - \frac{(0{,}3535 - 0{,}0980 \cdot 0{,}707)\, 2150 \cdot 148{,}5 \cdot 0{,}707^2}{400} = -113 \text{ t}$$

im Feld 3/4: $\varphi_{34} = \frac{0{,}707 \cdot 140{,}0}{2(0{,}707^3 \cdot 140{,}0 + 346)} = 0{,}0626$

$$W_{34} = - \frac{(0{,}035\,35 - 0{,}0626 \cdot 0{,}707)\, 2150 \cdot 140{,}0 \cdot 0{,}707^2}{400} = -116 \text{ t}$$

im Feld 4/5: $\varphi_{45} = \frac{0{,}707^3 \cdot 114{,}5}{2(0{,}707^3 \cdot 114{,}5 + 376)} = 0{,}0486$

$$W_{45} = - \frac{(0{,}3535 - 0{,}0486 \cdot 0{,}707)\, 2150 \cdot 114{,}5 \cdot 0{,}707}{400} = -98 \text{ t}.$$

Es sind nun:

$$Z_{22} = \frac{1}{2} R_{22} + W_{23} = -4{,}94\,\mu - \frac{113}{5{,}48} \cdot \mu = -25{,}54\,\mu$$

$$Z_{32} = \frac{1}{2} R_{32} + W_{23} = +4{,}75\,\mu - \frac{113}{5{,}48} \cdot \mu = -15{,}84\,\mu$$

$$Z_{23} = Z_{32} = -15{,}84\,\mu$$

$$Z_{33} = \frac{1}{2} R_{33} + W_{23} + W_{34} = -7{,}01\,\mu - \frac{113 + 116}{5{,}48} \cdot \mu = -48{,}82\,\mu$$

$$Z_{43} = \frac{1}{2} R_{34} + W_{34} = +5{,}31\,\mu - \frac{116}{5{,}48} \cdot \mu = -15{,}89\,\mu$$

$$Z_{44} = \frac{1}{2} R_{44} + W_{34} + W_{45} = -7{,}16\,\mu - \frac{116+98}{5{,}48} \cdot \mu = -44{,}27\,\mu$$

$$Z_{54} = Z_{45} = \frac{1}{2} R_{54} + W_{45} = +5{,}35\,\mu - \frac{98}{5{,}48} \cdot \mu = -12{,}3\,\mu$$

$$Z_{55} = \frac{1}{2} R_{55} + 2\,W_{45} = -7{,}17\,\mu - \frac{2 \cdot 98}{5{,}48} \cdot \mu = -43{,}18\,\mu.$$

Aus Symmetriegründen kann das Gleichungssystem 2 in ein viergliedriges System umgewandelt werden, da

$\zeta_2' = \zeta_2$; $\zeta_3' = \zeta_3$ und $\zeta_4' = \zeta_4$ sein muß.

Das System hat dann die Matrix:

(13)

	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ_5	
2	22 + 22′	23 + 23′	24 + 24′	25	
3	32 + 32′	33 + 33′	34 + 34′	35	
4	42 + 42′	43 + 43′	44 + 44′	45	
5	52 + 52′	53 + 53′	54 + 54′	55	50

sämtliche Vorzeichen sind +

Nach Einsetzung der Werte für Z wird diese Matrix:

(14)

	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ_5	
2	— 25,55	— 15,80	— 2,22	+ 0,55	
3	— 15,80	— 48,98	— 15,29	— 2,22	
4	— 2,22	— 15,29	— 46,50	— 12,30	
5	+ 1,11	— 4,45	— 24,60	— 43,18	$+\frac{P}{5{,}48}$

Die Lösung gelingt sehr leicht durch die bereits früher an Abb. 2a geknüpfte Überlegung, daß wahrscheinlich ζ_2 und ζ_3 sehr klein werden; man setzt sie in den Gl. 4 u. 5, in denen auch ihre Koeffizienten nicht sehr groß sind, versuchsweise = 0; löst nur das durch die starkumrahmte Matrix gegebene zweigliedrige Gleichungssystem und erhält durch Einsetzen der sich für ζ_4 und ζ_5 ergebenden Werte in die Gl. 2 u. 3 die Werte ζ_2 und ζ_3. Es zeigt sich in allen praktischen Fällen, daß die erste Annäherung genügt und eine Korrektur nicht erforderlich ist. ζ_2 und ζ_3 sind kaum von Null verschieden. Damit ist die Lösung des scheinbar sehr umfangreichen Gleichungssystems 2 auf die einfache Auflösung eines zweigliedrigen Gleichungssystems zurückgeführt!

Die Lösungen sind (P in Tonnen eingesetzt):

$\zeta_2 = +0{,}000\,02\,P\,\text{cm}$ $\zeta_4 = -0{,}001\,31\,P\,\text{cm}$
$\zeta_3 = -0{,}000\,003\,P\,\text{cm}$ $\zeta_5 = +0{,}004\,98\,P\,\text{cm}.$

Es ergibt sich also durch eine Belastung $P = 1$ die in Abb. 7a dargestellte Verformung. Wäre zwischen den Punkten 5 und $\bar{5}$ ein sogenannter Stabilitätsstab vorhanden gewesen, so hätte das auf das hier entwickelte Ergebnis weiter keinen Einfluß gehabt, als daß sich der Wert Z_{55} bedeutend erhöht hätte: Es wäre dann beim Zustand „$Z_5 = +1$“ der in $5-\bar{5}$ gedachte Stab außer den vorhin auf ihn entfallenen Belastungen noch mit dem Widerstand des um 1 verlängerten Stabilitätsstabes belastet worden. Dieser hat in dem von Christiani untersuchten Beispiel einen Querschnitt von $F_v = 205\,\text{cm}^2$, er gibt daher bei Verlängerung um 1 cm die Belastung $V = -\frac{E F_v}{h} = -\frac{2150 \cdot 205}{400} = -1100$ t auf den gedachten Stab $5-\bar{5}$ ab.

Abb. 7a bis c.

Es hätte dann Z_{55} statt $-43{,}18\,\mu$ den Wert:

$$Z_{5'5} = -43{,}18\,\mu - \frac{1100}{5{,}48} \cdot \mu = -243{,}68\,\mu$$

bekommen.

Das hätte nur die Nennerdeterminante des Gleichungssystems 2 beeinflußt, diese allerdings ganz bedeutend vergrößert, etwa versechsfacht.

Die in Abb. 7a dargestellten Biegungslinien hätten also genau dieselbe Form bekommen, nur mit dem Unterschied, daß alle Ausbiegungen nur etwa 1/6 der in Abb. 7a dargestellten Ausbiegungen betragen hätten; d. h. die beiden Biegelinien sind affin. Die in Abb. 7 gezeichnete Biegelinie des Untergurtes hat aber nun noch eine besondere wichtige Bedeutung.

Da die Belastung 1 in $5-\bar{5}$ beispielsweise in 4 die Senkung ζ_4 hervorruft, muß die Last 1 in 4 nach dem Maxwellschen Satze in $5-\bar{5}$ die Spreizung ζ_4 hervorrufen, d. h. die in Abb. 7 gezeichnete Biegelinie des Untergurtes ist unmittelbar die Einflußlinie für die Spreizung $5-\bar{5}$, wobei sie zwischen den Querträgeranschlußpunkten geradlinig verläuft. Damit ergibt sich, allerdings zunächst nur für diesen besonderen Fall des Trägers mit sehr steifen Gurtungen:

1. Einen Einfluß auf Spreizungen zwischen den Punkten $5-\bar{5}$ haben nur Belastungen der Punkte 4, 5 und 4′; der Einfluß anderer Belastungen ist praktisch = 0.

2. Ein Stabilitätsstab $5-\bar{5}$ ermäßigt zwar diese Spreizungen bedeutend; er hat aber in dem Träger nur Einfluß für Lasten in 5 oder den beiden benachbarten Punkten. Auf weitere Teile des Fachwerkes kann er keinen Einfluß ausüben. Seine Einflußlinie ist der Einflußlinie für die Spreizung $5-\bar{5}$ des Trägers ohne Stabilitätsstab affin und erstreckt sich dabei wie diese nur auf die nächste Umgebung.

Um eine etwas allgemeinere Beurteilung dieser Verhältnisse zu ermöglichen, wurde dieselbe einfache Rechnung auch für denselben Träger mit Gurtungen gleichen Querschnitts, aber normaler Höhe von etwa 30 cm durchgeführt; das Trägheitsmoment dieser Gurtungen beträgt nur 1/3 desjenigen der 60 cm hohen Gurtungen. Auf die Wiedergabe der Rechnung kann hier verzichtet werden; es ändert sich dabei nur der Wert μ und die mit demselben zusammenhängenden Größen. Für die Bestimmung der Werte ergibt sich aus dem Gleichgewichtssystem 13 nach Einsetzung der Zahlenwerte ein Gleichungssystem mit der Matrix:

(15)

	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ_5	
2	— 66,75	— 56,00	— 2,23	+ 0,55	
3	— 56,00	— 132,54	— 57,69	— 2,23	
4	— 2,23	— 57,69	— 126,70	— 47,75	
5	+ 1,11	— 4,45	— 95,50	— 125,18	$+\frac{P}{1{,}83}$

Die Lösung ergibt in derselben Weise wie vorhin:

$\zeta_2 = -0{,}000\,02\,P\,\text{cm}$ $\zeta_4 = -0{,}002\,30\,P\,\text{cm}$
$\zeta_3 = \pm 0{,}000\,00\,P\,\text{cm}$ $\zeta_5 = +0{,}006\,11\,P\,\text{cm}.$

Die Biegungslinie ist in Abb. 7b wiedergegeben. Hier tritt die Bedeutung der Werte ζ_2 und ζ_3 ebenso stark zurück wie vorhin.

Abb. 8.

Schließlich soll dieselbe Untersuchung noch an dem wohl bedeutendsten ausgeführten Beispiel eines derartigen Rautenträgers, der Rheinbrücke bei Wesel, durchgeführt werden, die auch Gurtungen normaler Steifigkeit besitzt (Abb. 8). Es soll die Wirkung einer in den Punkten 6—VI angebrachten Last P untersucht werden.

Hier sind, wie wohl in den meisten praktischen Fällen, noch weitere Vereinfachungen möglich. Mit genügender Genauigkeit kann der Querschnitt aller in Frage kommenden Streben $F_d = 252$ cm, der Querschnitt aller Gurtstäbe $F_s = 1100\,\text{cm}^2$, das Trägheitsmoment aller Gurtstäbe $J_s = 800\,000\,\text{cm}^4$ gesetzt werden.

Dann wird für alle Felder nach Gl. 8

$$\varphi = \frac{\frac{10{,}5}{13{,}84} \cdot \frac{9^2}{13{,}84^2} \cdot 252}{2\left(\frac{93}{13{,}84^3} \cdot 252 + 1100\right)} = 0{,}035$$

und nach Gl. 12 für alle Felder

$$W = -\frac{\left(\frac{5{,}25}{13{,}84} - 0{,}035 \cdot \frac{9}{13{,}84}\right) 2150 \cdot 252 \cdot \frac{9 \cdot 10{,}5}{13{,}84^2}}{900} = -94{,}0\ \text{t}$$

und $\mu = \frac{E J_g}{a^3} = \frac{2150 \cdot 800\,000}{9^3 \cdot 1\,000\,000} = 2{,}36\ \text{t/cm}$; $\frac{W}{\mu} = -\frac{94}{2{,}36} = -39{,}8\ \text{cm}.$

Das zur Bestimmung der Werte ζ_3, ζ_4, ζ_5, $\zeta_6 = \zeta_9$, ζ_8, ζ_7, ζ_6 dienende Gleichungssystem entsprechend Matrix 13 hat nun die Matrix:

		ζ_3	ζ_4	ζ_5	ζ_6	
(16)	3	33 + 39	34 + 38	35 + 37	36	
	4	43 + 49	44 + 48	45 + 47	46	
	5	53 + 59	54 + 58	55 + 57	56	
	6	63 + 69	64 + 68	65 + 67	66	60

Die Werte R werden in diesem Falle als Auflagerkräfte eines durchlaufenden Balkens auf unendlich vielen Stützen mit gleicher Stützweite (Abb. 9) wiederum den genannten Tabellen entnommen und ergeben sich:

Abb. 9.

Zustand $\zeta_3 = +1$	Zustand $\zeta_4 = +1$	Zustand $\zeta_5 = +1$	Zustand $\zeta_6 = +1$
$R_{33} = -14{,}35$	$R_{34} = +10{,}71$	$R_{35} = -4{,}48$	$R_{36} = +2{,}00$
$R_{43} = +10{,}71$	$R_{44} = -14{,}35$	$R_{45} = +10{,}71$	$R_{46} = -4{,}48$
$R_{53} = -4{,}48$	$R_{54} = +10{,}71$	$R_{55} = -14{,}35$	$R_{56} = +10{,}71$
$R_{63} = +2{,}00$	$R_{64} = -4{,}48$	$R_{65} = +10{,}71$	$R_{66} = -14{,}35$
$R_{73} = -0{,}32$	$R_{74} = +2{,}00$	$R_{75} = -4{,}48$	$R_{76} = +10{,}71$
$R_{83} = +0{,}09$	$R_{84} = -0{,}32$	$R_{85} = +2{,}00$	$R_{86} = -4{,}48$
$R_{93} = -0{,}02$	$R_{94} = +0{,}09$	$R_{95} = -0{,}32$	$R_{96} = +2{,}00$

Auch diese Werte sind durch 2 zu dividieren und mit $\mu = 2{,}36$ t/cm zu multiplizieren; zur Erlangung der Z-Werte ist zu allen R mit zwei gleichen Zeigern der Wert $\frac{2W}{\mu} = -2 \cdot 39{,}8 = -79{,}6$ zu addieren; es wird damit $Z_{33} = Z_{44} = Z_{55} = Z_{66} = -7{,}17 - 79{,}6 = -86{,}77\,\mu$; zu allen R-Werten mit um 1 verschiedenen Zeigern ist der Wert $\frac{W}{\mu} = -39{,}8$ zu addieren; damit wird $Z_{43} = Z_{54} = Z_{65}$ usw. $= +5{,}35 - 39{,}8 = -34{,}45\,\mu$.

Damit erhält die Matrix 16 folgende Zahlenwerte:

		ζ_3	ζ_4	ζ_5	ζ_6	
(17)	3	$-86{,}78$	$-34{,}40$	$-2{,}40$	$+1{,}00$	
	4	$-34{,}40$	$-86{,}93$	$-33{,}45$	$-2{,}24$	
	5	$-2{,}40$	$-33{,}45$	$-89{,}01$	$-34{,}45$	
	6	$+2{,}00$	$-4{,}48$	$-68{,}90$	$-86{,}77$	$+\frac{P}{2{,}36}$

Die Lösung ist wiederum nach der vorhin angegebenen, sehr einfachen Versuchsmethode gefunden; sie ist

$$\zeta_3 = -0{,}000\,02\,P \text{ cm}$$
$$\zeta_4 = \pm 0{,}000\,00 \quad "$$
$$\zeta_5 = -0{,}002\,71 \quad "$$
$$\zeta_6 = +0{,}006\,99 \quad "$$

Die sich ergebenden Biegelinien sind in Abb. 7c dargestellt.

Also auch hier finden wir, übereinstimmend mit den früheren Ergebnissen, daß der Einfluß einer den Träger spreizenden Kraft P sich höchstens bis zum benachbarten Knotenpunkt erstreckt; in diesem Falle, daß der über dem Mittelpfeiler angebrachte Stabilitätsstab seinen Einfluß bei weitem nicht bis zum Punkte 6 ausdehnen kann und hier der Träger sich genau so verhält, als ob kein Stabilitätsstab vorhanden wäre und nur vermöge seiner Gurtsteifigkeit stabil ist. Ja, selbst auf den benachbarten Knotenpunkt ist der Einfluß der Spreizung, also auch der Einfluß eines etwa vorhandenen Stabilitätsstabes nur unbedeutend; ein solcher ist im wesentlichen nur imstande, sein eigenes Feld, dieses allerdings sehr wirksam, auszusteifen. Wir werden jedoch später sehen, daß in allen praktischen Fällen auch ohne den Stab genügende Stabilität vorhanden ist; soll er aber angeordnet werden und wirklich überall wirksam versteifen, dann muß er tatsächlich in jeder Raute angebracht sein. Wir erhalten dann den bekannten Träger mit Pfosten in jedem

Abb. 10.

Knoten und zwei gekreuzten Streben in jedem Feld (Abb. 10) (Elbebrücke bei Meißen) als einen besonderen Fall des Rautenträgers, der sich einfach und zweckmäßig auch nach dem hier angegebenen Verfahren berechnen läßt und sich als ausgezeichnet steifer, statisch klarer und brauchbarer Träger erweist, der auch bezüglich seines Aussehens in vielen Fällen durchaus befriedigen dürfte. Das Wesen aller dieser Rautenträger, soweit sie nicht in jeder Raute einen Stabilitätsstab haben, gleichgültig ob sie im übrigen Stabilitätsstäbe besitzen oder nicht, besteht darin, daß in den Rauten, in denen Stabilitätsstäbe nicht vorhanden sind, lediglich durch das Zusammenwirken der biegungsfesten Gurtung mit den Streben die Stabilität hergestellt wird; es entsteht dadurch ein an sich hochgradig statisch unbestimmtes System, in dem aber für jeden einzelnen Belastungsfall nur ganz wenige statisch überzählige Größen zur Auswirkung kommen, z. B. bei dem zuerst behandelten Träger bei einer Last in 5 nur die statisch überzähligen Größen ζ_4, ζ_5 und ζ_4', so daß wir es für jeden Belastungsfall (für jede Ordinate der Einflußlinie) tatsächlich nur mit drei Unbekannten zu tun haben, die sich meist durch Symmetrie oder sonstige Eigenschaften gar auf zwei zurückführen lassen, wodurch sich die Berechnung dieser hochgradig statisch unbestimmten Systeme sehr einfach gestalten wird. Sind in jeder Raute Stabilitätsstäbe vorhanden, so machen diese das System zwar auch ohne Mitwirkung der Gurtsteifigkeit stabil; die Gurtsteifigkeit aber wirkt mit und die Berechnung für jeden Belastungsfall läßt sich auch hier mit Zuhilfenahme von nur zwei Unbekannten erledigen.

a) b) c)

Abb. 11a bis c.

Welchen Abschluß das Tragwerk am Ende findet, ob nach Abb. 11a, 11b oder 11c, ist für sein Wesen und sein Verhalten im Inneren vollkommen gleichgültig; die Art des Abschlusses ist nur von Einfluß auf die Stäbe im ersten und höchstens noch in geringerem Maße auf die des zweiten Feldes. Es geht also keinesfalls an, diese Abschlüsse als ein wesentliches Merkmal des Tragwerks anzusehen, das in einem Fall das Tragwerk „labil", im anderen Fall „statisch bestimmt" und in einem noch anderen Falle „einfach oder mehrfach statisch unbestimmt" macht.

Eine wichtige Folgerung aber ergibt sich aus diesem Verhalten des Rautenträgers. Eine Verschiebungsfigur, wie in Abb. 2 punktiert gezeichnet, oder auch nur ein irgendwie ähnliches Gebilde kommt bei Rautentragwerken mit steifer Gurtung bei Bewegung der Punkte 5 und 5 gegeneinander nicht zustande; diese Verschiebungsfigur und ihr bekannter Verschiebungsplan, so interessant er auch aussehen mag, darf zur statischen Behandlung solcher Tragwerke nicht benutzt werden, wenn man nicht, wie es in den Berechnungen Christianis geschehen, die Wirkung aller auftretenden Knotenpunktmomente besonders behandeln will. Das ist aber ein sehr mühsamer Weg. Im folgenden soll nun gezeigt werden, wie sich aus den jetzt erkannten besonderen Eigenschaften des Rautenträgers eine einfache und richtige Berechnung desselben ergibt.

2. Die Berechnung des Rautenträgers auf Grund seiner besonderen Eigenschaften.

a) Die Einflußlinien für die Stabkräfte.

Wir haben gesehen, wie sich die Spreizungen, die bei bestimmten Belastungen in dem Tragwerk auftreten, und damit die Einflußlinien für diese Spreizungen bestimmen lassen. Die Gl. 10 u. 11 zeigen auch, welche Zusatzkräfte in den Streben und Gurtungen durch diese Spreizungen „ζ" entstehen. Es fragt sich nun zunächst, welche Kräfte in den Gurtstäben und Streben des Tragwerkes entstehen, wenn Spreizungen nicht auftreten, also alle $\zeta = 0$ sind. Betrachten wir die Stäbe in einem beliebigen Felde (Abb. 12a). Da alle $\zeta = 0$ sein sollen, können wir uns die Punkte a und c sowie b und d durch starre Stäbe verbunden denken. Dann sind, wenn wir zunächst von Längenänderungen der Gurtstäbe absehen, nur Verschiebungen wie punktiert gezeichnet möglich, wobei $cc' = aa'$ ist. Dabei hat sich die Strebe ad um $aa' \sin\alpha$ verlängert, die Strebe bc um das gleiche Maß $cc' \sin\alpha$ verkürzt, d. h. die in diesen Streben entstandenen Kräfte sind entgegengesetzt gleich, da wir ja gleiche Querschnitte vorausgesetzt haben. Ihre waagerechten Komponenten (Schnitt i—k) heben sich auf. Treten nun Längenänderungen der Gurtstäbe ein, so kann die Gleichgewichtsbedingung im Schnitt i—k, daß die Summe der waagerechten Kräfte Null sein muß, nur bestehen bleiben, wenn die Summe der Verlängerungen beider Gurtstäbe Null ist, daher

a) b)

Abb. 12a u. b.

sich der eine Gurtstab um dasselbe Maß $\varDelta$ verkürzt, um das sich der andere verlängert. Das bedingt wiederum eine Verlängerung der einen und eine Verkürzung der anderen Strebe um dasselbe Maß (Abb. 12b), denn wenn hier $c\,d$ sich um dasselbe Stück verkürzt, um das sich $a\,b$ verlängert, so daß also

$$a\,a' - b\,b' = c\,c' + d\,d' = \varDelta$$

ist, so verkürzt sich die Strebe $c\,b$ um $(c\,c' + b\,b')\cos\alpha$, und es verlängert sich die Strebe $a\,d$ um das gleich große Stück $(a\,a' - d\,d')\cos\alpha$.

Da die infolge dieser Formänderungen in den Gurtstäben entstehenden Kräfte und die in den beiden Streben entstehenden Kräfte einander entgegengesetzt gleich sind, bleibt die Gleichgewichtsbedingung bezüglich der waagerechten Kräfte im Schnitt i—k bestehen, während sie bei nicht entgegengesetzt gleichen Formänderungen der Gurtstäbe unbedingt gestört werden würde.

Solange alle Verschiebungen $\zeta = 0$ sind, sind also in jedem Felde die Kräfte in den Gurtstäben entgegengesetzt gleich und ebenso die Kräfte in den beiden Streben. Bezeichnen wir diese Kräfte mit S_0, so haben wir beispielsweise für die Gurtstäbe im Felde 3/4 die beiden Bedingungen (Abb. 3)

(18) $$(S_{oc} - S_{og})\frac{h}{2} = M_3 \text{ [4]}$$

$$S_{oc} = -S_{og}$$

also ist $$S_{oc} = -S_{og} = \frac{M_3}{h};$$

für die beiden Streben gelten die Bedingungen:

(19) $$S_{on}\sin\alpha - S_{ot}\sin\alpha = Q \text{ [4]},$$

$$S_{on} = -S_{ot},$$

also ist $$S_{on} = +\frac{Q}{2\sin\alpha}; \qquad S_{ot} = -\frac{Q}{2\sin\alpha}.$$

Aus den Gl. 18 u. 19 ergeben sich die Einflußlinien für die Stabkräfte δ_0 in einfachster Weise nach Abb. 13. Es bleibt nun also nur noch der Einfluß der Spreizungen auf die einzelnen Stabkräfte zu bestimmen. Es wurde schon früher gezeigt, daß die in Abb. 7a gezeichnete Biegelinie des Untergurtes die Einflußlinie für die Spreizung 5—$\overline{5}$, daher die Einflußlinie für ζ_5 darstellt, wobei die Querträgeranschlußpunkte selbstredend geradlinig zu verbinden sind. Die Einflußlinie reicht praktisch genommen nur von 3 bis 3'; in ihrem weiteren Verlauf kann sie vernachlässigt werden. Dieser Umstand vereinfacht ihre Berechnung noch insofern, als wir nun von vornherein statt der durch die Matrix 14 bezeichneten Gleichungen nur die durch den stark umrandeten Teil dieser Matrix gekennzeichneten Gleichungen mit nur zwei Unbekannten, ζ_4 und ζ_5, aufstellen. Die aus diesen Werten sich ergebenden Ordinaten der Einflußlinie für die Spreizung ζ_5, nämlich $\frac{\zeta_5}{2}$ und $\frac{\zeta_4}{2} = \frac{\zeta_4'}{2}$, bezeichnen wir als ζ_{55}, ζ_{54} und ζ_{54}'.

Abb. 13.

In derselben Weise ermitteln wir die Einflußlinie für die Spreizung ζ_4 als Biegelinie des Untergurtes für ein in 4—$\overline{4}$ angreifendes Lastenpaar, wobei wir allerdings, da Symmetrie nicht mehr vorhanden ist, auf die Matrix 2 zurückgreifen müssen, indem wir deren stark umrandete Teile zur Bestimmung ζ_{43}, ζ_{44} und ζ_{45} benutzen. Wir brauchen aber auch in diesem Falle nur eine zweigliedrige Gleichung aufzulösen, da wir den Wert ζ_{45}, der nach dem Maxwellschen Satze gleich dem vorher bereits ermittelten Wert ζ_{54} sein muß, als bekannt in die Gleichung einsetzen können. Dabei wird für die Felder 3/4 und 4/5 der Durchschnittswert der Gurtträgheitsmomente $J_g = 150\,000\ \text{cm}^4$ und damit der Wert $\mu_4 = \frac{2150 \cdot 150\,000}{64\,000\,000} = 5{,}03$ t/cm, womit sich ergibt

$$Z_{33} = \frac{1}{2}R_{33} + W_{2/3} + W_{3/4} = (-7{,}01 - 45{,}60)\,\mu_4 = -52{,}61\,\mu_4$$

$$Z_{34} = \frac{1}{2}R_{34} - W_{3/4} = (+5{,}31 - 23{,}10)\,\mu_4 = -17{,}79\,\mu_4$$

$$Z_{44} = \frac{1}{2}R_{44} + W_{3/4} + W_{4/5} = (-7{,}16 - 42{,}60)\,\mu_4 = -49{,}76\,\mu_4$$

$$Z_{45} = \frac{1}{2}R_{45} + W_{45} = (+5{,}35 - 19{,}50)\,\mu_4 = -14{,}15\,\mu_4$$

$$Z_{55} = \frac{1}{2}R_{55} + 2\,W_{45} = (-7{,}17 - 39{,}35)\,\mu_4 = -46{,}17\,\mu_4.$$

Damit ergeben sich für die Matrix die Zahlenwerte:

	ζ_3	ζ_4	ζ_5	
3	−52,61	−17,79	− 2,22	
4	−17,79	−49,76	−14,15	$+P$: 5,03
5	− 2,22	−14,15	−46,17	

woraus sich bei Einsetzung des bekannten Wertes für $\zeta_5 = -0{,}001\,31$ ergibt:

$$\zeta_3 = -0{,}001\,33\ P\ \text{cm}$$
$$\zeta_4 = +0{,}004\,94\ P\ \text{cm};$$

damit ergeben sich die Ordinaten der Einflußlinie zu:

$$\zeta_{43} = \frac{\zeta_3}{2} = -0{,}000\,66\ \text{cm}$$

$$\zeta_{44} = \frac{\zeta_4}{2} = +0{,}002\,47\ \text{cm}$$

$$\zeta_{45} = \frac{\zeta_5}{2} = -0{,}000\,65\ \text{cm}.$$

In genau derselben Weise berechnen wir die Ordinaten der Einflußlinie für ζ_3, als Biegelinie des Untergurtes für ein in 3 und $\overline{3}$ angreifendes Lastenpaar, wobei wir den punktiert umrandeten Teil der Matrix 2 benutzen; als Durchschnittsträgheitsmoment der Gurtung in den Feldern 2/3 und 3/4 setzen wir $J_g = 119\,400\ \text{cm}^4$ und damit $\mu_3 = \frac{2150 \cdot 119\,400}{64\,000\,000} = 4{,}01$ t/cm, womit sich für die Matrix die Zahlenwerte ergeben:

	ζ_2	ζ_3	ζ_4	
2	−33,04	−23,26	− 2,07	
3	−23,26	−64,21	−23,69	$+P$: 4,01
4	− 2,07	−23,69	−60,56	

Da ζ_{34} wiederum gleich ζ_{43} sein muß, ist ζ_4 gleich dem vorhin berechneten Wert $\zeta_3 = -0{,}001\,33\ P$ und wird mit diesem Wert eingesetzt, womit sich ergibt:

$$\zeta_2 = -0{,}004\,03\ P\ \text{cm}$$
$$\zeta_3 = +0{,}005\,85\ P\ \text{cm},$$

damit erhalten wir als Ordinaten der Einflußlinie für ζ_3:

$$\zeta_{32} = \frac{\zeta_2}{2} = -0{,}002\,01\ \text{cm}$$

$$\zeta_{33} = \frac{\zeta_3}{2} = +0{,}002\,92\ \text{cm}$$

$$\zeta_{34} = \frac{\zeta_4}{2} = -0{,}000\,66\ \text{cm}.$$

Abb. 14.

Eine kleine Schwierigkeit bereitet noch die Berechnung der Einflußlinie für ζ_2 als Biegelinie für ein in 2 und $\overline{2}$ angreifendes Lastenpaar (Abb. 14), auch hier berücksichtigen wir nur die Werte ζ_2 und ζ_3, setzen $\zeta_1 = 0$ und helfen uns damit, daß wir auch in Punkt II einen gedachten steifen Stab anordnen. Dann haben wir wieder auf Stützen in gleichem Abstand gestützte Gurte, erhalten für die Werte ζ_2, ζ_{II} und ζ_3 eine Gleichung mit der Matrix:

	ζ_2	ζ_{II}	ζ_3	
2	Z_{22}	$Z_{2\,II}$	Z_{23}	$+P$
II	$Z_{II\,2}$	$Z_{II\,II}$	$Z_{II\,3}$	
3	Z_{32}	$Z_{3\,II}$	Z_{33}	

dabei wird jetzt der Wert

$$\mu_3 = \frac{E\,J_g}{\left(\frac{a}{2}\right)^3} = 8 \cdot 4{,}01 = 32{,}08,$$

wobei sich dann ergibt:

$$Z_{22} = \frac{1}{2}R_{22} + W_{23} = (-4{,}94 - 3{,}52)\,\mu_2 = -8{,}46\,\mu_2$$

$$Z_{23} = \frac{1}{2}R_{24} + W_{23} = (-2{,}07 - 3{,}52)\,\mu_2 = -5{,}59\,\mu_2$$

$$Z_{33} = \frac{1}{2}R_{44} + W_{23} + W_{34} = (-7{,}16 - 7{,}14)\,\mu_2 = -14{,}30\,\mu_2,$$

ferner ist:

$$Z_{II\,II} = \frac{1}{2}R_{33} = -7{,}01\,\mu_2$$

$$Z_{II\,2} = Z_{2\,II} = \frac{1}{2}R_{23} = +4{,}75\,\mu_2$$

$$Z_{3\,II} = Z_{II\,3} = \frac{1}{2}R_{34} = 5{,}31\,\mu_2.$$

Damit ergeben sich folgende Zahlenwerte:

	ζ_2	ξ_{II}	ζ_3	
2	−8,46	+4,75	− 5,59	$+P$: 32,08
II	+4,75	−7,01	+ 5,31	
3	−5,59	+5,31	−14,30	

[4]) Dabei sind allerdings die sehr geringen, in den biegungsfesten Gurten etwa vorhandenen Momente und Querkräfte vernachlässigt. Vgl. Schlußbemerkungen.

Der Wert ζ_3 muß wiederum gleich dem bei Belastung in 3 ermittelten Wert ζ_2 sein, also $\zeta_3 = -0{,}001\,975\,P$. Dann ergibt sich $\zeta_2 = +0{,}007\,55\,P$ cm; der Wert ζ_{II} interessiert nicht. Damit sind die Ordinaten der Einflußlinie für:

$$\zeta_{22} = +0{,}003\,77 \text{ cm}$$
$$\zeta_{23} = -0{,}002\,01 \text{ cm}.$$

Bei dieser Behandlung des Tragwerkes fällt auf, daß die Endstreben, i und q einen nennenswerten Widerstand nicht bieten, wenn nicht der Endstab als sehr steifer Pfosten ausgebildet ist. Der geringe, aus dem Biegungswiderstand dieses schwachen Endpfostens herrührende Widerstand wurde hier vernachlässigt. Zweckmäßig wird daher aber am Ende das Tragwerk mit einem sehr steifen Pfosten (Abb. 11c) oder noch besser mit dem Endabschluß (Abb. 11b) auszubilden sein.

Wir haben nun die Ordinaten der Einflußlinien für sämtliche Spreizungen ζ ermittelt; die Einflußlinien sind in Abb. 15 aufgetragen.

Nach Gl. 10 sind die in den Streben eines Feldes infolge einer Spreizung ζ an einer Seite des Feldes entstehenden Zusatzkräfte:

$$D = \frac{\frac{1}{2}\sin\alpha - \varphi\cos\alpha}{a} \cdot E F_d \cos\alpha\,\zeta$$

oder entgegengesetzt gleich den bereits nach Gl. 12 berechneten Widerständen, dividiert durch $\sin\alpha$.

Abb. 15.

Also sind die Zusatzkräfte für die Streben r und l:

$$(20\text{a}) \qquad \Delta r = \Delta l = -\frac{W_{23}}{\sin\alpha} \cdot \zeta = +113\sqrt{2}\,\zeta = +160{,}3\,\zeta,$$

für die Streben t und n:

$$(20\text{b}) \qquad \Delta t = \Delta n = -\frac{W_{34}}{\sin\alpha} \cdot \zeta = +116\sqrt{2}\,\zeta = +164{,}3\,\zeta,$$

für die Streben v und p:

$$(20\text{c}) \qquad \Delta v = \Delta p = -\frac{W_{45}}{\sin\alpha} \cdot \zeta = +98\sqrt{2}\,\zeta = +139{,}0\,\zeta;$$

ferner ist nach Gl. 11 die in den Gurtstäben eines Feldes infolge einer Spreizung ζ an einer Seite des Feldes entstehende Zusatzkraft:

$$S = -D\cos\alpha,$$

also

$$(21\text{a}) \qquad \Delta b = \Delta f = -103\,\zeta$$
$$(21\text{b}) \qquad \Delta e = \Delta g = -116\,\zeta$$
$$(21\text{c}) \qquad \Delta d = \Delta h = -98\,\zeta.$$

Da es für die durch die Gl. 20 u. 21 bestimmten Zusatzkräfte gleichgültig ist, an welcher Seite des betreffenden Feldes die Spreizung ζ entsteht, so ist in diesen Gleichungen unter ζ die Summe der an den beiden Seiten des betreffenden Feldes entstehenden Spreizungen zu verstehen; es ist also

in den Gl. 20a u. 21a
$$\zeta = \zeta_2 + \zeta_3$$
in den Gl. 20b u. 21b
$$\zeta = \zeta_3 + \zeta_4$$
und in den Gl. 20c u. 21c
$$\zeta = \zeta_4 + \zeta_5;$$

d. h. wir erhalten die Einflußlinien für die Zusatzkräfte in den einzelnen Stäben, indem wir die Einflußlinien für die beiden ihr Feld einschließenden Werte ζ (Abb. 15) addieren und die dann sich ergebenden Ordinaten mit den durch die Gl. 20 u. 21 gegebenen Faktoren multiplizieren. Hiernach ergeben sich für die Einflußlinien dieser Zusatzkräfte folgende Ordinaten: für die Stäbe l, r, b und f aus der Summe der Einflußlinien für ζ_2 und ζ_3:

für l und r: $\eta_2 = +0{,}001\,76 \cdot 160{,}3 = +0{,}282$ cm
$\eta_3 = +0{,}000\,91 \cdot 160{,}3 = +0{,}146$ „
$\eta_4 = -0{,}000\,66 \cdot 160{,}3 = -0{,}106$ „

für b und f: $\eta_2 = -0{,}001\,76 \cdot 113{,}0 = -0{,}199$ cm
$\eta_3 = -0{,}000\,91 \cdot 113{,}0 = -0{,}103$ „
$\eta_4 = +0{,}000\,66 \cdot 113{,}0 = +0{,}074$ „

für die Stäbe n, t, c und g aus der Summe der Einflußlinien für ζ_3 und ζ_4:

für n und t: $\eta_2 = -0{,}002\,01 \cdot 164{,}3 = -0{,}330$ cm
$\eta_3 = +0{,}002\,26 \cdot 164{,}3 = +0{,}372$ „
$\eta_4 = +0{,}001\,76 \cdot 164{,}3 = +0{,}289$ „
$\eta_5 = -0{,}000\,65 \cdot 164{,}3 = -0{,}107$ „

für c und g: $\eta_2 = +0{,}002\,01 \cdot 116{,}0 = +0{,}234$ „
$\eta_3 = -0{,}002\,26 \cdot 116{,}0 = -0{,}262$ „
$\eta_4 = -0{,}001\,76 \cdot 116{,}0 = -0{,}204$ „
$\eta_5' = +0{,}000\,65 \cdot 116{,}0 = +0{,}075$ „

für v, p, d und h aus der Summe der Einflußlinien für ζ_4 und ζ_5:

für v und p: $\eta_3 = -0{,}000\,66 \cdot 139{,}0 = -0{,}092$ cm
$\eta_4 = +0{,}001\,77 \cdot 139{,}0 = +0{,}246$ „
$\eta_5 = +0{,}001\,84 \cdot 139{,}0 = +0{,}256$ „
$\eta_4' = -0{,}000\,65 \cdot 139{,}0 = -0{,}092$ „

für d und h: $\eta_3 = +0{,}000\,66 \cdot 98{,}0 = +0{,}065$ „
$\eta_4 = -0{,}001\,77 \cdot 38{,}0 = -0{,}173$ „
$\eta_5 = -0{,}001\,84 \cdot 98{,}0 = -0{,}180$ „
$\eta_4' = +0{,}000\,65 \cdot 98{,}0 = +0{,}064$ „

Unter Zuzählung dieser Ordinaten zu den Ordinaten der nach Abb. 13 konstruierten Einflußlinien für die Stabkräfte sind nun die endgültigen Einflußlinien für die Gurtstäbe und Streben des Tragwerkes bestimmt und in Abb. 16 aufgetragen. Zum Vergleich sind dort die von Christiani für das 36 fach statisch unbestimmte System ermittelten Einflußlinien stark gestrichelt eingetragen. Die fast völlige Übereinstimmung der auf so verschiedenen Wegen ganz unabhängig voneinander gefundenen Einflußlinien ist wohl der beste Beweis für die Richtigkeit der beiden angewendeten Verfahren. Es ist damit einmal der Beweis erbracht, daß die Berechnung von Tragwerken durch Behandlung derselben als hochgradig statisch unbestimmtes System tatsächlich richtig durchführbar ist, wenn auch nur unter Aufwendung sehr mühevoller, zeitraubender und sorgfältiger Arbeit; zum anderen aber, daß auch das hier gezeigte, sehr einfache Verfahren zu richtigen Ergebnissen führt und zur Berechnung solcher Tragwerke unbedenklich verwendet werden kann. Die Einflußlinien für ein System mit weniger steifen Gurtungen unterscheiden sich von den hier ermittelten nur wenig; bezüglich ihrer grundsätzlichen Form überhaupt nicht.

b) Die Einflußlinien für die in den Gurtungen auftretenden Biegungsmomente.

Es bleibt aber nun noch zu ermitteln, welche Biegungsbeanspruchungen infolge der Spreizungen ζ in den Gurtungen entstehen; denn diese Biegungsbeanspruchungen gehören, zum mindesten wenn man auf Stabilitätsstäbe verzichtet, nicht zu den Nebenspannungen, sondern zu den Hauptspannungen, da ja die Biegungsfestigkeit der Gurte zur Herbeiführung der Stabilität des Tragwerkes erforderlich ist. Auch die Ermittlung dieser Biegungsbeanspruchungen gestaltet sich nach Ermittlung der Werte ζ sehr einfach.

Gesucht sei beispielsweise das im Knotenpunkt 3 des Untergurtes entstehende Biegungsmoment. Sind die Werte ζ bekannt, so ist das in 3 entstehende Biegungsmoment:

$$(22) \qquad M_3 = M_{30} + M_{32}\,\zeta_2 + M_{33}\,\zeta_3 + M_{34}\,\zeta_4 + M_{35}\,\zeta_5 + M_{34}'\,\zeta_4' + M_{33}'\,\zeta_3' + M_{32}'\,\zeta_2',$$

wobei bedeutet:

M_{30} das durch die äußere Belastung unter der Voraussetzung, daß alle $\zeta = 0$ sind, in 3 erzeugte Biegungsmoment,

M_{32} das durch den Zustand „$\zeta_2 = +1$" in 3 erzeugte Biegungsmoment,

M_{33} das durch den Zustand „$\zeta_3 = +1$" in 3 erzeugte Biegungsmoment usw.

Die Werte M_{32}, M_{33} usw. können wiederum einfach aus vorhandenen Tabellen entnommen werden. Sie sind in diesem Falle wiederum der bereits genannten Quelle entnommen.

Für eine Last 1 in 3 ist also:

$$(23) \qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}\,(M_{32}\,\zeta_{23} + M_{33}\,\zeta_{33} + M_{34}\,\zeta_{43}).$$

Die weiteren Glieder können vernachlässigt werden, da eine Last 1 im Punkte 3 nur in den Punkten 2, 3 und 4 nennenswerte Spreizungen hervorruft. Diese Spreizungen ζ sind hier nur mit $1/2$ einzusetzen (daher der Faktor $1/2$ vor der Klammer), da sie auf den Untergurt nur zur Hälfte entfallen.

Für eine Last 1 in 2 ist

$$(24) \qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}\,(M_{32}\,\zeta_{22} + M_{33}\,\zeta_{32});$$

weitere Glieder treten nicht auf.

Für eine Last in 4 ist

$$(25)\qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}(M_{33}\,\zeta_{34} + M_{34}\,\zeta_{44} + M_{35}\,\zeta_{54});$$

weitere Glieder treten nicht auf.

Für eine Last 1 in 5

$$(26)\qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}(M_{34}\,\zeta_{45} + M_{35}\,\zeta_{55} + M_{34'}\,\zeta_{4'5}).$$

Für eine Last 1 in 4'

$$(27)\qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}(M_{35}\,\zeta_{54'} + M_{34'}\,\zeta_{4'4'} + M_{33'}\,\zeta_{3'4'}).$$

Für eine Last 1 in 3'

$$(28)\qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}(M_{34'}\,\zeta_{4'3'} + M_{33'}\,\zeta_{3'3'} + M_{32'}\,\zeta_{2'3'})$$

und schließlich für eine Last 1 in 2'

$$(29)\qquad M_3 = M_{30} + \frac{1}{2}(M_{33'}\,\zeta_{3'2'} + M_{32'}\,\zeta_{2'2'});$$

damit ist die Einflußlinie für M_3 bestimmt.

Der Wert M_{30} ist in allen Gleichungen $= 0$; die aus den Tabellen zu entnehmenden Werte sind:

$$M_{32} = -2{,}58 \cdot \frac{E J_g}{a^2}$$

$$M_{33} = +4{,}34 \cdot \frac{E J_g}{a^2}$$

$$M_{34} = -2{,}77 \cdot \frac{E J_g}{a^2}$$

$$M_{35} = +0{,}74 \cdot \frac{E J_g}{a^2}$$

$$M_{34'} = -0{,}02 \cdot \frac{E J_g}{a^2}, \text{ wobei } \frac{E J_g}{a^2} = \mu_3\, a = 4{,}01 = 400 = 1604 \text{ t}$$

$$M_{33'} = +0{,}05 \cdot \frac{E J_g}{a^2}$$

$$M_{32'} = -0{,}01 \cdot \frac{E J_g}{a^2}.$$

Damit wird:

für Last in 3:

$$M_3 = +\frac{1}{2}(2{,}58 \cdot 0{,}002\,01 + 4{,}34 \cdot 0{,}002\,92 + 2{,}77 \cdot 0{,}000\,66)\,1604 = +\underline{15{,}77 \text{ cmt}}$$

für Last in 2:

$$M_3 = -\frac{1}{2}(2{,}58 \cdot 0{,}003\,77 + 4{,}34 \cdot 0{,}002\,01)\,1604 = -\underline{14{,}80 \text{ cmt}}$$

für Last in 4:

$$M_3 = -\frac{1}{2}(4{,}34 \cdot 0{,}000\,66 + 2{,}77 \cdot 0{,}002\,42 + 0{,}74 \cdot 0{,}000\,65)\,1604 = -\underline{8{,}10 \text{ cmt}}$$

für Last in 5:

$$M_3 = +\frac{1}{2}(2{,}77 \cdot 0{,}000\,65 + 0{,}74 \cdot 0{,}002\,49 + 0{,}20 \cdot 0{,}000\,65)\,1604 = +\underline{3{,}02 \text{ cmt}}$$

für Last in 4':

$$M_3 = -\frac{1}{2}(0{,}74 \cdot 0{,}000\,65 + 0{,}20 \cdot 0{,}002\,42 + 0{,}05 \cdot 0{,}000\,66)\,1604 = -\underline{0{,}79 \text{ cmt}}$$

für Last in 3':

$$M_3 = +\frac{1}{2}(0{,}20 \cdot 0{,}000\,66 + 0{,}05 \cdot 0{,}002\,92 + 0{,}01 \cdot 0{,}002\,01)\,1604 = +\underline{0{,}24 \text{ cmt}}$$

für Last in 2':

$$M_3 = -\frac{1}{2}(0{,}05 \cdot 0{,}002\,01 + 0{,}01 \cdot 0{,}003\,77)\,1604 = -\underline{0{,}11 \text{ cmt}}.$$

Die Einflußlinie ist in Abb. 17 aufgetragen. Es zeigt sich dabei, daß zur wesentlichen Vereinfachung der Rechnung die über zwei Feldweiten von 3 entfernt liegenden Ordinaten vernachlässigt werden können, ohne die Genauigkeit des Ergebnisses wesentlich zu beeinträchtigen.

Abb. 17.

Diese Einflußlinie kann mit der von Christiani gezeichneten Einflußlinie für denselben Punkt nicht unmittelbar in Vergleich gestellt werden, da sie nur die infolge der Spreizung entstehenden Biegungsmomente enthält, während die von Christiani gezeichnete Einflußlinie auch die durch die allgemeine Krümmung des Trägers nach unten entstehenden Biegungsmomente enthält. Letztere sind als Nebenspannungen zu bewerten und dürfen daher mit den durch die Spreizungen entstehenden Biegungsspannungen nicht zusammengefaßt werden, die m. E. zu den Hauptspannungen gerechnet werden sollten. Die darüber hinaus aus der allgemeinen Krümmung des Trägers herrührenden Nebenspannungen sind dann bestimmt nicht größer als beim einfachen Strebenfachwerk, daher sehr gering, sie brauchen nicht besonders verfolgt zu werden.

Einflußlinien des Grundsystems (s. Abb. 13)
Endgültige Einflußlinien
Desgl., ermittelt aus dem 36-fach stat. unbest. System

Längenmaßstab — Kräftemaßstab

Abb. 16.

Die Auswertung der Einflußlinie für M_3 für den Lastenzug N mit der Stoßziffer 1,39 ergibt ein größtes positives Moment von $+ 1\,080\,000$ kg/cm, ein größtes negatives Moment von $- 1\,130\,000$ kg/cm, wozu durch das mit 12,4 t für den Knotenpunkt zu bewertende Eigengewicht ein negatives Moment von 49 600 kg/cm kommt.

Damit wird

$$\max M = +1\,080\,000 - 49\,600 = 1\,040\,400 \text{ kg/cm}$$

$$\min M = -1\,130\,000 - 49\,600 = -1\,179\,600 \text{ kg/cm},$$

das gibt bei einem $W_n \cong 2800$ cm³ [mit Nietabzug]

$$\max \sigma_o = +\frac{1\,179\,600}{2800} = +420 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \sigma_u = +\frac{1\,040\,400}{2800} = +373 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine in gleicher Weise für den Knotenpunkt VI des Obergurtes der Rheinbrücke bei Wesel auf Grund der in Abb. 7c wiedergegebenen Einflußlinie angestellte Berechnung, von deren Wiedergabe hier abgesehen

wird, ergab durch den Lastenzug N mit der Stoßziffer 1,30 ein größtes positives Moment von $+$ 1 955 000 kg/cm, ein größtes negatives Moment von $-$ 3 630 000 kg/cm, durch das Eigengewicht ein Moment von $-$ 225 kg/cm; das ergibt bei einem

$$\left.\begin{aligned} W_o &= \frac{822\,000}{32} = 25\,600 \text{ cm}^3 \\ W_u &= \frac{822\,000}{60} = 13\,700 \text{ cm}^3 \end{aligned}\right\} \text{[ohne Nietabzug]}$$

eine größte negative Beanspruchung

$$\min \sigma_u = -\frac{3\,630\,225}{13\,700} = -265 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \sigma_o = -\frac{1\,954\,775}{25\,600} = -\;\;74 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Einflußlinie für das Moment im Punkte VI ist in Abb. 18 wiedergegeben.

Die Biegungsspannungen, die durch die Spreizungen des Trägers entstehen, sind also auch hier gering, wie auch alle vorgenommenen Spannungsmessungen ergeben haben, die bei ruhender Belastung mit je drei G 8[2] Lokomotiven in jedem Gleis in keinem Falle in den Obergurtstäben Zusatzspannungen von über 68 kg/cm² ergaben.

Abb. 18.

3. Der Einfluß großer Gurtsteifigkeit.

Bringt man an dem von Christiani behandelten Träger mit sehr steifer Gurtung in den Punkten 5—$\bar{5}$ ein Lastenpaar von 100 t an, und ebenso an demselben Träger mit einer Gurtung von nur $^1/_3$ des Trägheitsmomentes, also von 30 cm Höhe, die als normal bezeichnet werden kann, so ergibt sich im ersten Fall nach Abb. 7a eine Spreizung von 0,498 cm, im zweiten Fall nach Abb. 7b eine solche von 0,611 cm; die Steifigkeit ist also trotz der dreimal so steifen Gurtung im ersten Fall nur verhältnismäßig wenig größer.

Das Moment in den Punkten 5—$\bar{5}$ beträgt:

$$M_5 = \pm M_{50} + \frac{1}{2}(M_{55}\,\zeta_5 + 2\,M_{54}\,\zeta_4 + 2\,M_{53}\,\zeta_3 + 2\,M_{52}\,\zeta_2),$$

dabei ist

$$M_{55} = \pm 4{,}39 \cdot \frac{J E}{a^2}, \quad M_{53} = \pm 0{,}74 \cdot \frac{J E}{a^2},$$

$$M_{54} = \mp 2{,}78 \cdot \frac{J E}{a^2}, \quad M_{52} = \mp 0{,}20 \cdot \frac{J E}{a^2},$$

im ersten Fall ist $\frac{J E}{a^2} = \frac{163\,100 \cdot 2150}{160\,000} = 2192$ t,

im zweiten Fall: $\frac{2192}{3} = 731$ t,

es ist also

im ersten Fall:

$$M_5 = \pm \frac{1}{2}(4{,}39 \cdot 0{,}498 + 2 \cdot 2{,}78 \cdot 0{,}131)\,2192 = \pm 3185 \text{ cmt}$$

im zweiten Fall ist

$$M_5' = \pm \frac{1}{2}(4{,}39 \cdot 0{,}611 + 2 \cdot 2{,}78 \cdot 0{,}230)\,731 = \pm 1450 \text{ cmt}.$$

Da nun im ersten Fall $W = 4540$ cm³, im zweiten Fall $W' = \frac{2}{3}\,W = 3013$ cm³ ist,

ist im ersten Fall: $\sigma = \pm \frac{3\,185\,000}{4540} = \pm 702$ kg/cm²

im zweiten Fall: $\sigma' = \pm \frac{1\,450\,000}{3013} = \pm 481$ kg/cm².

Die Biegungsbeanspruchung der sehr steifen Gurtung ist also bei gleicher Belastung größer als die der weniger steifen Gurtung.

Es ist also bei Rautenträgern eine besonders steife Ausbildung der Gurtung mit Rücksicht auf die Steifigkeit nicht erforderlich, mit Rücksicht auf die darin auftretende Biegungsspannung nicht vorteilhaft. Daß aber Gurte von normaler Steifigkeit für die Stabilität des Tragwerkes vollständig genügen, beweisen die geringen Ausbiegungen, die sich dabei ergeben haben.

4. Wellenförmige Durchbiegung unter einer Einzellast.

Auch die Frage, ob unter einer Einzellast wellenförmige Durchbiegungen des Rautenträgers entstehen, ist durch diese Untersuchungen geklärt. Bringt man nämlich etwa im Punkt 6 des Hauptträgers der Rheinbrücke Wesel eine Einzellast von der beträchtlichen Größe von 100 t an, so entstehen, da die in Abb. 7c gezeichnete Biegelinie des Untergurtes die Einflußlinie für die Spreizung in 6—VI ist, folgende Abweichungen der einzelnen Untergurtknotenpunkte von der normalen Rundungslinie des Trägers bei der Durchbiegung infolge der durch die Einzellast erzeugten Spreizungen:

in Punkt 6: $\frac{100}{2} \cdot \zeta_{66} = \frac{100}{4} \cdot \zeta_6 = +0{,}175$ cm

in Punkt 5 u. 7:

$$\frac{100}{2} \cdot \zeta_{65} = \frac{100}{2} \cdot \zeta_{58} = \frac{100}{4} \cdot \zeta_5 = -0{,}068 \text{ cm},$$

in Punkt 4 u. 8 sowie in Punkt 3 u. 9 ist eine Ausweichung nicht mehr vorhanden.

Die Abweichung von der normalen Rundungslinie des Trägers beträgt also bei einer Einzellast von 100 t im Lastpunkt selbst nur 0,175 cm nach unten, in den beiden benachbarten Punkten 0,068 cm nach oben; in den weiter vom Lastpunkt entfernten Punkten tritt eine meßbare Abweichung nicht mehr ein. Dieses Rechnungsergebnis steht durchaus im Einklang mit der unter einer Einzellast von etwa 80 t im Punkte 6 gemessenen Biegelinie, bei der die abseits vom Lastpunkte gemessenen Wellungen auch nur Bruchteile von Milimetern betragen.

5. Besonderheiten des Rautenträgers mit Querträgerbefestigung an Hilfspfosten.

Dieser von mir in der „Bautechnik" 1929, Heft 8, behandelte Träger (Abb. 19a) nimmt eine Sonderstellung unter den Rautenträgern ein. Zunächst leuchtet ohne besonderen Nachweis ein, daß eine an diesem Träger angebrachte Belastung nach Abb. 19a die dort eingetragenen Gurtbiegelinien verursachen muß, wobei die Querträger-Anschlußpunkte nicht ausweichen; eine Belastung nur in diesen kann daher umgekehrt auch keine Spreizungen des Trägers hervorrufen; seine Einflußlinien haben daher die Form der in Abb. 19b gezeichneten Einflußlinien, wie ich an der eben angeführten Stelle auf anderem Wege nachgewiesen habe, und zwar unter Anwendung des der Abb. 2 entsprechenden Verschiebungsplans, der in diesem Falle ausnahmsweise zu richtigen Ergebnissen führt, weil diese Trägerform auch bei Annahme reibungsloser Gelenke in den Knotenpunkten für lotrechte Lasten auch ohne Vorhandensein eines Stabilitätsstabes im Gleichgewicht ist. Dieser Träger bedarf, soweit nur lotrechte Belastungen in Frage kommen, zu seiner Standsicherheit weder der steifen Gurtungen noch des Stabilitätsstabes, und es treten Spreizungen und damit verbundene Biegungsspannungen der Gurtungen nicht auf. Er ist daher ein einwandfreier Fachwerkträger und, da er selbstredend trotzdem mit steifen Gurtungen ausgebildet wird, eine recht stabile Trägerform, die darüber hinaus aber besonderer Stabilitätsvorkehrungen durch Hilfsstäbe oder besonders steife Eckpfosten zur Aufnahme der geringfügigen schrägen Belastungen nicht bedarf. Leider hat er aber den Nachteil, daß durch Verbindung der belasteten Hilfspfosten mit dem Lastgurt in diesem Wellenlinien und beachtenswerte Biegungsspannungen auftreten, wie bei jedem Fachwerkträger mit Zwischenpfosten.

Abb. 19a u. b.

6. Schlußbemerkungen.

Die vorstehend behandelte Aufgabe bietet ein lehrreiches Beispiel dafür, wie die Berechnung eines hochgradig statisch unbestimmten Systems durch zweckmäßige Wahl des Grundsystems und der unbekannten Größen weitgehend vereinfacht werden kann. Aber auch hochgradige statische Unbestimmtheit dieses Grundsystems darf nicht abschrecken. Das hier behandelte System (Abb. 1) ist nach den vorgenommenen Vereinfachungen 13fach statisch unbestimmt (13 überzählige Gurtknotenpunktmomente). Das Grundsystem (Abb. 13) ist mit den sieben zugedachten starren Stäben gar 20fach statisch unbestimmt; es ist aber so gewählt, daß seine Einflußlinien nur in wenigen Punkten einer Berichtigung bedürfen, und zwar wesentlicher Berichtigungen nur in je zwei Punkten. Alle vorzunehmenden Berichtigungen aber sind nur von je zwei unbekannten Größen abhängig. Ferner ist es durch Erhöhung der statischen Unbestimmtheit durch Einfügen der starren Stäbe dahin gebracht, daß die Momenten- und Querkraftbedingungen der Gl. 18 u. 19 für die Stäbe eines Feldes unbedenklich wie beim statisch bestimmten System als gültig angesehen werden können, denn infolge der Einfügung der starren Stäbe können die steifen Gurtungen nur die Allgemeinrundung infolge der Durchbiegung des Fachwerkes mitmachen, wodurch nur sehr geringe, zu vernachlässigende Momente und Querkräfte in ihnen möglich sind, die selbst bei der hier vorhandenen sehr großen Gurthöhe, wie eine einfache Überschlagsrechnung ergibt, höchstens 2 % der in dem betreffenden Trägerfelde auftretenden äußeren Momente und Querkräfte betragen können. Praktisch dasselbe, was man

durch Annahme statisch bestimmter Grundsysteme zu erreichen sucht, ist hier durch weitgehende Fesselung erreicht, die überhaupt ein sehr großer Vorteil der Deformationsmethode ist, gegenüber welchem die dabei notwendige höhere statische Unbestimmtheit völlig in den Hintergrund tritt. Tatsächlich treten trotz der hochgradigen statischen Unbestimmtheit mehr als zwei Unbekannte in keinem der hier benutzten Gleichungssysteme auf.

Wählt man aber demgegenüber ein statisch bestimmtes Grundsystem, etwa das Fachwerk mit gelenkigen Knotenpunkten und einem Stabilitätsstab oder einem steifen Gurtknoten, so kann das natürlich auch zum Ziele führen. Es entstehen aber dabei von vornherein in Wirklichkeit gar nicht vorhandene Verschiebungen und Verdrehungen aller Knotenpunkte auf Grund der Verschiebungsfigur Abb. 2, die weitgehender Berichtigungen bedürfen, die durch fast alle unbekannten Knotenpunktmomente beeinflußt sind und daher unter allen Umständen zu Gleichungen mit vielen Unbekannten führen müssen, deren Auflösung trotz aller möglichen Hilfsmittel ein so zeitraubendes Geschäft bleibt, daß es für praktische Fälle nicht durchführbar ist.

Die Schweißung im Stahlbau.[1]

Von Prof. Dr.-Ing. **A. Hilpert**, Techn. Hochschule, Charlottenburg.

Nichts kann den derzeitigen Stand der „Schweißung im Stahlbau" in Deutschland treffender kennzeichnen, als wenn man den Stand vor $1^1/_2$ Jahren mit dem heutigen vergleicht.

Abb. 1. Mittelteil der geschweißten Stütze nach Abb. 2.

Vor $1^1/_2$ Jahren: Es gab noch keinerlei Vorschriften über Herstellung und Abnahme geschweißter Stahlbauten. Nur wenige Versuchsausführungen waren vorhanden. Soweit in den Stahlbauwerkstätten praktisch geschweißt wurde, war dies nur im engen Kreis der Betriebe bekannt und kam wohlweislich nicht an die Öffentlichkeit; denn es bestanden tiefgehende Vorurteile gegen die Schweißung. Infolgedessen las man in den führenden deutschen Fachzeitschriften auch nur von Arbeiten des Auslandes. Und wie weit sind wir heute? Heute besteht eine gesetzliche Regelung durch behördliche Vorschriften. Zahlreiche geschweißte Fabrikhallen und sonstige Bauten sind in allen Teilen des Deutschen Reiches bereits ausgeführt worden und kaum mehr im einzelnen zu überblicken. Eine Flut von Aufsätzen und Abbildungen ist in den maßgebenden deutschen Zeitschriften über deutsche Ausführungen erschienen, die zumindest zu der einen Feststellung berechtigt: Die Schweißung ist im deutschen Stahlbau eingeführt; sie hat festen Fuß gefaßt; die früher beispielgebenden Bauten des Auslandes sind heute durch die deutschen Ausführungen eingeholt, zum Teil sogar überholt. Die Vorteile der Schweißung sind offenbar stärker gewesen als die Vorurteile gegen die Schweißung.

Maßgebend für diesen Umschwung waren zunächst die auf Veranlassung des Fachausschusses für Schweißtechnik aufgestellten, im Januar 1930 veröffentlichten Richtlinien über Herstellung und Abnahme geschweißter Stahlbauten. Ihnen folgten nach den Ortsgesetzen einiger Städte bereits im Juli 1930 die Vorschriften des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt und als jüngstes Ereignis aus den letzten Tagen das Normblatt DIN 4100 vom 10. Mai 1931[2]), das neben den Vorschriften für Hochbauten noch eine besondere Ergänzung für Brückenbauten enthält. Es ist zu erwarten, daß auf diese letzten Vorschriften sich alle Länder des Deutschen Reiches einigen werden.

Die Übergangszeit hat gezeigt, daß auf Grund der bisherigen Bestimmungen die behördliche Genehmigung für geschweißte Bauten in den meisten Fällen ohne größere Schwierigkeit erteilt wurde. Durch die neuesten Vorschriften dürfte das Genehmigungsverfahren noch erleichtert werden, besonders, wenn noch mehr als bisher in der Schweißtechnik sachverständig vorgebildete Organe in den Kreis der zuständigen Aufsichtsbehörden einbezogen werden. Die an den verschiedenen deutschen Technischen Hochschulen bestehenden Lehrstühle für Schweißtechnik werden hier für den entsprechenden akademischen Nachwuchs sorgen können. Überblickt man kurz die neuesten Vorschriften, so ist zunächst erfreulicherweise festzustellen, daß durch Zulas-

Abb. 2. Geschweißte Stütze einer Werkstatthalle.

Abb. 3. 21 m lange geschweißte Abschlußschürze einer Fabrikhalle.

[1]) Vortrag, gehalten am 6. Juni 1931 im Rahmen der von der Deutschen Bauausstellung, Berlin 1931, veranstalteten Vortragsreihe über Stahlbau.

[2]) Heftausgabe der Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. Berlin 1931. Wilhelm Ernst & Sohn; vgl. hierzu: Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen für Berechnung und bauliche Durchbildung. 3. Aufl. Berlin 1931. Wilhelm Ernst & Sohn.

Abb. 4. Geschweißte mehrstöckige Vollwandrahmen; Wippehalle einer Kohlenzeche.

Abb. 5. Geschweißte Schiebebühne der Reichsbahndirektion München.

sung aller neueren Schweißverfahren an dem Grundsatz festgehalten ist: Vorschriften dürfen nicht beengen, sondern müssen dem Unternehmer jede Freiheit geben, soweit die größte Sicherheit des Bauwerkes erreicht wird. Bezüglich der Schweißnahtfestigkeit ist in den neuen Vorschriften der Grundsatz beibehalten worden, daß bei Zulassung einer höheren Beanspruchung im Mutterwerkstoff unmittelbar auch mit einer entsprechend höheren Beanspruchung in der Schweißnaht gerechnet werden darf. Immerhin aber kann man sich bei Betrachtung der zugelassenen Schweißnahtbeanspruchungen des Gedankens nicht erwehren, daß es von tiefem Mißtrauen gegen die Güte der Schweißarbeit zeugt, wenn z. B. die Zugbeanspruchung in der geschweißten Stumpfnaht nur mit 0,6 der Zugbeanspruchung des vollen Bleches angesetzt werden darf. Von einer guten Schweißung kann nach dem heutigen Stand der Schweißtechnik gefordert werden, daß sie der 100%igen Festigkeit sehr nahe kommt. Gewiß wäre es heute verfrüht, auch für die Zugbeanspruchung in der Schweißnaht schon mit 90 bis 100 % der Werkstoffestigkeit zu rechnen. Aber zwischen dem Wert der Vorschrift von 60 % und den erreichbaren 100 % ist ein so weiter Abstand, daß bestimmt im Laufe der nächsten Zeit, wenn noch mehr praktische Erfahrungen vorliegen, eine Zwischenlösung durch eine gewisse Erhöhung der jetzt zulässigen Beanspruchungen gefunden werden muß. Für eine solche Erhöhung spricht jetzt schon die Tatsache, daß an anderer Stelle der Vorschriften im Abschnitt über die Schweißer- bzw. die Zulassungs-Prüfungen unter Zugrundelegung von St 37 eine Zerreißfestigkeit von mindestens 3000 kg/cm² und eine Scherfestigkeit von mindestens 2400 kg/cm² gefordert wird. Das sind aber schon etwa 80 % der entsprechenden Festigkeiten des Mutterwerkstoffes.

Anderseits wird man vielleicht auch mit Rücksicht auf die Einbeziehung der Brückenbauten in die Vorschriften die mechanischen Anforderungen an die Schweißnähte noch strenger fassen müssen, insbesondere die Bestimmungen über Biegewinkel, Dehnung und dynamische Festigkeit. Gerade die Frage der dynamischen Prüfung der Schweißungen dürfte mit Bezug auf Brückenbauten in der nächsten Zeit in den Vordergrund treten. Damit wird die Elektrodenfrage mehr als bisher in den Bereich der Vorschriften treten müssen. Es ist bekannt, in welch hervorragendem Maße die Elektrode Festigkeit, Dehnung, Biegefähigkeit und Ermüdungseigenschaften der Schweißnaht beeinflussen kann.

Die Entwicklung der Schweißtechnik ist noch zu sehr im Fluß, als daß man irgendwelche Vorschriften auf diesem Gebiet als endgültig betrachten könnte. Unter anderem wird zur Zeit an der Klärung der Frage gearbeitet, ob die Dicke der Kehlnaht einen Einfluß auf die auf die Flächeneinheit bezogene Festigkeit hat. Belgien hat, als klassisches Land der Lichtbogenschweißung im Hochbau, eine solche Abhängigkeit immer angenommen. Die vielfachen Veröffentlichungen von Professor Dustin in Brüssel haben dies bestätigt. Unsere deutschen Vorschriften setzen eine Proportionalität voraus zwischen Kehlnahtdicke und Tragfähigkeit, d. h. eine doppelt so dicke Naht derselben Länge soll die doppelte Tragfähigkeit aufweisen.

Arbeiten, die im Laboratorium des Verfassers zur Zeit im Gang sind, dürften in nächster Zeit auch in diese Zusammenhänge Licht bringen.

Schließlich ist noch darauf hinzuweisen, daß die neue Vorschrift als Anhang auch die hauptsächlichsten Sinnbilder für Schweißnähte enthält. Diese Sinnbilder werden vom praktisch tätigen Konstrukteur bei seiner täglichen Arbeit am Zeichenbrett dringend benötigt. Die alten Sinnbilder nach DIN 1910 bis 1912 unterliegen zur Zeit einer Neubearbeitung in der vom Verfasser geleiteten Sondergruppe und dürften im Herbst d. Js. erscheinen.

Wenn ich nun einiges über Wirtschaftlichkeit sage, so möchte ich von vornherein betonen, daß die Schweißung keinesfalls als eine Modesache betrachtet werden darf. Wenn zum Teil ohne Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit im Stahlbau geschweißt wird, so ist das verfehlt. Grundsatz muß sein: Nur schweißen, wenn gespart werden kann, sonst lieber bei den alten Arbeitsverfahren bleiben. Die Möglichkeit der Gewichts- und Kostenersparnis hängt aber eng zusammen mit einer der Eigenart der Schweißung angepaßten Konstruktion.

Es ist bekannt, daß bei Anwendung der Schweißung an Stelle der Nietung durch Fortfall der Knotenbleche und Nietköpfe, Fortfall des Überlappungsmaterials, Fortfall der Nietlochverschwächung und dadurch ermöglichte Verwendung kleinerer Stabquerschnitte für die auf Zug oder auf Biegung beanspruchten Stäbe nicht unbeträchtliche Ge-

Abb. 6. Auflageknotenpunkt eines Fachwerkbinders von 17 m Spannweite aus halben I-Profilen.

Abb. 7. Teil der 183 m langen Kohlenabsturzbahn im Gaswerk Berlin-Neukölln; Spannweite: 15 m, Höhe: 4 m.

wichtsersparnisse erzielt werden.

Auch durch die Freiheit der Profilgestaltung beim Schweißen, die bequemer die Kombination geeigneter Walzprofile gestattet, wird solche Gewichtsersparnis unterstützt. Diese Gewichtsersparnis kann auch die Gründungskosten günstig beeinflussen. Je nach Art und konstruktiver Durchführung der geschweißten Stahlbauten beträgt diese Gewichtsersparnis auf Grund bisheriger Ergebnisse vorsichtig ausgedrückt zwischen 10 und 25 %.

Abb. 8. Geschweißter Normalfuß der Kohlenabsturzbahn im Gaswerk Berlin-Neukölln.

Auch die Arbeitsersparnis, die hauptsächlich von der beim Schweißen wesentlich geringeren Anarbeit herrührt, kann bis zu 30 % betragen, während das reine Schweißen selbst meist mehr Lohnaufwand erfordert als das reine Nieten.

Die Art des Zusammenbaues beeinflußt gleichfalls sehr stark die Wirtschaftlichkeit. Für öfter wiederkehrende leichtere Gebilde, wie Binder, Gitterträger usw., bedeuten gute Aufspannvorrichtungen eine beträchtliche Kostenersparnis. Neuerdings sollen auch elektromagnetische Vorrichtungen zur Festhaltung der Bauteile Verwendung finden, ähnlich den elektromagnetischen Aufspannvorrichtungen bei Werkzeugmaschinen.

Auch die Elektrodenfrage ist von starkem Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit. Der Preis der Elektrode allein ist nicht entscheidend. Man muß auch Schweißleistung, Stromverbrauch, Arbeitszeit und erzielte Qualität berücksichtigen. Die Heranziehung des Schweißautomaten für stets wiederkehrende lange Nähte wird gerade im Stahlbau wesentlich die Wirtschaftlichkeit beeinflussen. — Als mittelbare günstige Folgen der Schweißung sind noch anzusprechen die erzielten glatteren Flächen, durch welche die Verkleidung, der Anstrich und die Instandhaltung erleichtert werden. Auch muß die nahezu geräuschlose Arbeit des Schweißers gegenüber dem Nietlärm als wesentlicher Vorteil gebucht werden.

Im übrigen strebt man heute an, möglichst alles in der herstellenden Werkstätte zu schweißen und, soweit die Montage nicht durch Nieten oder Schrauben zweckmäßig ist, die Schweißung an der Baustelle auf das notwendigste zu beschränken, da naturgemäß in der Werkstätte eine bessere Überwachung und bessere Anwendung der Hilfsmittel gegeben ist.

Die Abb. 1 bis 11 zeigen einige Beispiele geschweißter Stahlbauten. Hierbei ist besonders hervorheben, daß fast alle diese Ausführungen aus jüngster Zeit stammen, zum Teil auf der Bauausstellung selbst zu sehen sind. In der baulichen Durchbildung sind sie fast ausnahmslos wesentlich besser entwickelt als vor ein oder zwei Jahren.

Auch diese Bauformen werden nicht die letzten und besten sein. Werden doch auch bei den Nietkonstruktionen, obwohl diese seit vielen Jahrzehnten bestehen, heute immer noch neue und bessere Lösungen gefunden.

Aus den bisherigen Erfahrungen läßt sich über Konstruktions-Grundsätze und Profilwahl etwa folgendes in Schlagworten herauskristallisieren:

Die Kräfte sind einwandfrei zu übertragen. Das erfordert möglichst zentrische Zusammenführung der einzelnen Stäbe, ebenso richtige Anordnung der Schweißnähte in den Stabanschlüssen. Nicht nur Stabschwerachse und Systemlinien müssen sich decken, sondern es muß auch die Schwerlinie der Schweißnähte mit der Stabschwerachse zusammenfallen. Kleinere Teile, wie Laschen, Winkelstücke, Knotenbleche, sind auf ein Mindestmaß einzuschränken, sie können bei geschickter Anwendung der Konstruktions-Grundsätze oft ganz gespart werden. Gurtungs-Winkel, die bei genieteten Blechträgern die Verbindung zwischen Stegblech und Gurtplatten herstellen, sucht man bei geschweißten Blechträgern vergeblich. Das unmittelbare Verschweißen des Stegbleches mit den Lamellen führt überdies zu einer statisch sehr erwünschten Verschiebung der Gurtungsschwerpunkte gegen die äußersten Fasern.

Abb. 11. Geschweißter Knotenpunkt, in dem 6 Stäbe mit rohrförmigem Querschnitt zusammengeführt sind.

Anschlüsse, die in geschweißter Ausführung biegungssteif und durchgehend wirken, sind auch als solche der Rechnung zugrunde zu legen. Erst dadurch wird der konstruktive Vorteil auch in Gewichtsersparnis umgesetzt. Die Vergrößerung der Stützendrücke darf hier nicht übersehen werden. Sie sind aber von geringem Einfluß gegenüber der Ersparnis an Gewicht in den auf Biegung beanspruchten Trägerlagen.

Die Eigenheit der Schweißverfahren erfordert auch Anwendung besonderer Querschnittsformen. Die Walzwerke haben zum Teil schon begonnen, sich auf den neuen Bedarf einzustellen.

Zuerst brachte das Peiner Walzwerk die bekannten Halbprofile auf den Markt, die aus normalen und breitflanschigen I-Walzträgern durch Teilung in halber Steghöhe im letzten Walzgang hergestellt werden. Diese Halbprofile bieten den Vorteil größerer Anlageflächen für die anzuschließenden Fachwerkstäbe, so daß man Knotenbleche hier meist ganz sparen kann. Hierzu kommt die hohe Seitensteifigkeit, insbesondere bei den aus Breitflanschträgern hergestellten Halbprofilen.

Für Druckstäbe war der Vorteil des Rohrquerschnittes seit langem bekannt. Erst die Schweißtechnik gab die Möglichkeit, diese Erkenntnis auch wirtschaftlich auszunutzen. Die Rohre werden nahtlos gezogen oder in der Längsnaht geschweißt hergestellt. Man bildet aber auch rohr-

Abb. 9. Fachwerkverstärkung einer Brücke durch Einschweißen von Eckblechen zwischen den Stäben; vorhandene Nietanschlüsse werden nicht berührt.

Abb. 10. Rahmenecke einer autogen geschweißten Halle. Gleichzeitiges Schweißen von oben und unten zur Vermeidung von Verwerfungen.

förmige Querschnitte durch Zusammenschweißen von Walzprofilen, z. B. aus ⊏-Profil, I-Profil, Belag-Profil usw.

Die Rohrform für Stützen entspricht einer weiteren Forderung, die in der letzten Zeit im Stahlskelettbau viel beachtet wird. Insbesondere sollen die Stützen feuersicher ausgebildet sein und diese Feuersicherheit wird durch Einbringen eines Betonkernes wesentlich erhöht. Der Rohrquerschnitt bietet gerade für diese Zwecke alle Vorteile.

Wie die Entwicklung bezüglich der Anwendung der verschiedenen Schweißverfahren sich gestalten wird, läßt sich heute noch nicht übersehen, zumal die Autogenschweißung erst in jüngerer Zeit sich ebenfalls mit der Schweißung von Stahlbauten beschäftigt und den Beweis der Durchführbarkeit erbracht hat. Auch ist noch nicht zu übersehen, ob und inwieweit die kombinierten Gas- und elektrischen Schweißverfahren (Arcatom und Arcogen) in die Erscheinung treten werden. Abgesehen von der unerläßlichen Bedingung, daß die für die Sicherheit nötigen mechanischen Eigenschaften erreicht werden, wird schließlich die Wirtschaftlichkeit die ausschlaggebende Rolle spielen. Man kann sich aber vorstellen, daß entsprechend den charakteristischen guten Eigenschaften der einzelnen Verfahren eine Zusammenarbeit der verschiedenen Schweißverfahren nützlich sein kann, ähnlich wie heute schon im Behälterbau an ein und demselben Stück die Lichtbogenschweißung, die Gasschmelzschweißung und die Nietung kombiniert Verwendung finden.

Im übrigen wird das wirtschaftlich billigste und sicherheitstechnisch zweckmäßigste Verfahren sich, wie überall, auch hier durchsetzen.

Die Erweiterung des Braunkohlen-Schwelkraftwerkes Hessen-Frankfurt in Wölfersheim i. Oberhessen.

Von Oberingenieur Dr. **Stötzner**, Bad Oeynhausen.

Im Frühjahr 1930 wurde das Schwelkraftwerk Hungen stillgelegt und dafür das Hauptwerk in Wölfersheim entsprechend vergrößert. Die Erweiterung beträgt fast 50 % des schon bestehenden Schweldienstes. Sämtliche Bauten wurden entsprechend den bestehenden Anlagen in Stahlkonstruktion ausgeführt.

Abb. 1. Montagezustand.

Abb. 2. Schwelofenhaus nach Beendigung der Montage.

1. Naßdienst.

Die bauliche Ausführung ist die gleiche wie bei dem bereits bestehenden Gebäude, also Stahlkonstruktion mit $^1/_2$ Stein starker Ausfachung mit Ringofensteinen und Dacheindeckung mit Eisag-Leichtsteinen. Die Zwischenbühnen sind als gestelzte Betondecken ausgeführt. Das erweiterte Gebäude nimmt drei Naßdienstsysteme mit den zugehörigen Fördermitteln auf. Das Gewicht der Stahlkonstruktion des Neubaues beträgt 55 t.

2. Trockendienst.

Das alte Trocknergebäude war für die Aufnahme von fünf Dampftrocknern je 1820 m² Heizfläche gebaut, während in der Erweiterung vier weitere Dampftrockner der gleichen Größe mit zugehörigen Fördermitteln und Nebenapparaturen (elektrische Entstaubung usw.) untergebracht sind. Der über den Trocknern eingebaute Blechbunker hat ein Fassungsvermögen von etwa 90 t Naßkohle für jeden Dampftrockner. Das Gewicht der Stahlkonstruktion für die Erweiterung beträgt etwa 380 t.

3. Schwelofenhaus.

In der Erweiterung sind sechs Schwelöfen, Bauart Kohlenveredlung, mit den zugehörigen Fördermitteln, Apparaturen und Schwelkohlenbunkern (Inhalt etwa 20 t je Ofen) untergebracht. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 400 t (Abb. 1 u. 2). — Die Lieferung der Stahlkonstruktion war den Firmen MAN-Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Gustavsburg und Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges. in Bad Oeynhausen übertragen worden.

Die Montage der Konstruktion für den Naßdienst und Trockendienst führte die Firma MAN aus und diejenige des Schwelofenhauses die Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges. Für die Montage des Trockendienstes wurde ein fahrbares Krangerüst aufgestellt, welches das ganze Gebäude im Querschnitt umspannte. Die Montage des Schwelofenhauses wurde mit den einfachsten Mitteln durchgeführt, und zwar mit zwei hölzernen Schwenkmasten von je 18 m Länge, von denen der eine an der Giebelwand des alten Bauwerkes abgespannt wurde.

Die Auftragserteilung erfolgte Anfang März.

Mit der Lieferung der Konstruktionen mußte Ende April begonnen werden. Die restlose Montagebeendigung war auf Mitte Juni festgelegt.

Die vorgeschriebenen Termine wurden pünktlich eingehalten.

Verschiedenes.

Geschweißter Stahlgroßbehälter. Zu dem unter obigem Titel im Heft 10 des „Stahlbau" erschienenen Berichte ist nachzutragen, daß die dort erwähnte Gründung, welche für die Wahl der Schweißung des Behälters mitbestimmend war, auf Vorschlag des Ingenieurkonsulenten der Bauherrschaft, Baurat Dr. Bruno Bauer, Wien, erfolgte und daß die durch die Fortlassung tragender Pfähle und die Entbehrlichkeit der Nietgassen erzielten Ersparnisse mehr als 100 000 S (60 000 RM) betrugen. Die durchlaufende Auflagerung des Bodens gestattete überdies die Verwendung schwächerer Bleche, so daß die Wirtschaftlichkeit sich in noch höherem Maße auswirkte.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang — BERLIN, 7. August 1931 — Heft 16

Die wirtschaftlich günstigste Anordnung der Gurtplattenstöße bei geschweißten Blechträgern.

Von Professor Dr.-Ing. Robert Schönhöfer, Braunschweig.

Der Schweißstahlbau hat die Bautechnik mit einer Reihe ganz neuer, seiner Eigenart entsprechenden Bauformen beschert. Zu den bedeutendsten dieser neuen Bauformen gehört unstreitig der geschweißte Blechträger.

Die Vorteile des geschweißten Blechträgers gegenüber dem genieteten Blechträger springen bedeutend in die Augen. Die beiden Gurtwinkel des Nietträgers schrumpfen beim Schweißträger zusammen zu den beiden Schweißnähten zwischen dem Stehblech und den Gurtplatten. Dadurch erscheint der Querschnitt der lotrechten Gurtwinkelschenkel in wirksamer Weise nach den Gurtkanten verschoben. Die Gurte bestehen nur aus einem einfachen Rechteckquerschnitt, so daß auch die Berechnung der Trägheitsmomente und Widerstandsmomente vereinfacht wird. Die Aussteifwinkel mit ihren Kröpfungen an den Enden bzw. mit den unterlegten Futterstreifen, die den Baustoffaufwand und das tote Gewicht der Nietträger erhöht haben, werden bei den Schweißträgern durch ganz einfache, an der Blechwand und an den Gurtplatten angeschweißte Blechstreifen ersetzt. Wesentlich ist schließlich der Wegfall der Nieten, wodurch an Baustoff und namentlich an Löhnen bedeutende Ersparnisse erzielt werden. Dabei soll nicht unerwähnt bleiben, daß die Verumständlichung der Berechnung der Trägheitsmomente und Widerstandsmomente infolge der zu berücksichtigenden Nietverschwächungen beim geschweißten Träger in Wegfall kommt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der geschweißte Blechträger gegenüber dem genieteten Blechträger erhebliche Ersparnisse an Baustoff, an Löhnen und damit an Kosten mit sich bringt.

Der geschweißte Blechträger kann entweder mit aufeinandergelegten Gurtplatten oder mit aneinandergestoßenen Gurtplatten ausgeführt werden. Die ersterwähnte Form entspricht der von dem genieteten Blechträger übernommenen Überlieferung. Die zweitgenannte Form ist dagegen die dem Schweißstahlbau angemessene Bauart. Von dieser Bauform soll nachfolgend ausschließlich die Rede sein.

Wie beim genieteten Blechträger, so wird auch beim geschweißten Blechträger mit gestoßenen Gurtplatten die Dicke der Gurtplatten dem Verlauf der Biegungsmomente angepaßt. Diese Anpassung ist jedoch hier eine viel vollkommenere. Bei den aufeinandergelegten Gurtplatten folgen die einzelnen Gurtplatten stufenförmig dem Verlauf der Biegungsmomente, wobei die Stufen durch die gewählten Dicken der einzelnen Gurtplatten von vornherein festgelegt sind. Anders ist es aber bei den gestoßenen Gurtplatten, bei welchen die Größe der Stufe beliebig sein kann, so daß ein besseres und weitergehendes Anpassen an den Verlauf der Biegungsmomente ermöglicht wird. Daneben besteht noch folgender wesentlicher Unterschied. Die aufeinandergelegten Gurtplatten müssen über die Biegungsmomentenlinie kragen, um angeschlossen zu werden, wodurch die Stufe entsprechend herausgerückt wird. Die aneinandergestoßenen Gurtplatten brauchen nicht überkragen, da sie ja gestoßen sind.

Abb. 1.

In den wenigen bisher erschienenen Veröffentlichungen über geschweißte Blechträger mit gestoßenen Gurtplatten sind diese bloß aneinandergeschweißt. Das ist entschieden unzureichend und unrichtig. Die Schweißfuge an der Stoßstelle ist für sich allein nicht im Stande, den Stoß zu decken. Es empfiehlt sich daher, auf der Innenseite Stoßdecklaschen anzuordnen, wie dies in Abb. 1 dargestellt ist.

Die Berechnung dieser Stoßdeckanordnung gestaltet sich folgendermaßen:

Die größte Kantenspannung, nach welcher der Träger ausgenutzt ist, wird mit σ bezeichnet. Wie sich aus den späteren Betrachtungen ergibt, ist die Spannung σ meistens gleich oder fast gleich der zulässigen Spannung σ_{zul}, so daß statt σ ebenso gut σ_{zul} gesetzt werden könnte. Die maßgebende Dicke der Schweißnaht wird mit a und die zulässigen Beanspruchungen der Schweißnaht auf Zug, Druck, Abscherung werden mit $\sigma'_{z\,zul}$, $\sigma'_{d\,zul}$ und $\sigma'_{a\,zul}$ bezeichnet.

Die auf die dickere Platte (mit der Dicke d_2) folgende dünnere Platte (mit der Dicke d_1) muß an der Stoßstelle mit folgender Kraft angeschlossen werden:

$$P = b\, d_1\, \sigma.$$

Von dieser Kraft wird ein Teil P' durch die Schweißnaht in der Stoßfuge übertragen

im Druckgurt: $P' = b\, a\, \sigma'_{d\,zul}$,

im Zuggurt: $P' = b\, a\, \sigma'_{z\,zul}$.

Die Stoßdecklaschen müssen die übrig bleibende Kraft übertragen:

$$P'' = P - P'.$$

Werden in diese Gleichung die obigen Werte eingesetzt und wird berücksichtigt, daß im vorliegenden Fall: $a = d_1$, so wird erhalten

im Druckgurt: $P'' = b\, d_1 (\sigma - \sigma'_{d\,zul})$,

im Zuggurt: $P'' = b\, d_1 (\sigma - \sigma'_{z\,zul})$.

Die von den Stoßlaschen aufzunehmende Kraft ist also gleich dem Plattenquerschnitt mal dem Unterschied der Spannungen. Man kann also allgemein schreiben:

$$P'' = b\, d_1\, \triangle \sigma.$$

Beträgt oder wird angenommen: $\sigma = \sigma_{zul}$, so ist z. B. bei beweglicher Last und bei $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm²

im Druckgurt: $\triangle \sigma = 1400 - 875 = 525$ kg/cm²,

im Zuggurt: $\triangle \sigma = 1400 - 700 = 700$ kg/cm².

Daraus ergibt sich ohne weiteres, daß die Kraft, die die Laschen übernehmen müssen, erheblich sein wird.

Die erforderliche Dicke der beiden Stoßlaschen berechnet sich mit:

$$\delta' = \frac{P''}{2\, b'\, \sigma}.$$

Bei der Berechnung der Laschenlänge l ist zu beachten, daß die innen liegende Schweißnaht zugleich Heftnaht für Gurt und Stehblech ist. Wenn schon diese Naht nebenbei auch als Laschenheftnaht wirkt, so sei doch zugunsten einer sicheren Anordnung von ihrer Mitwirkung abgesehen. Demgemäß kommen für die Laschenbefestigung nur die Quernähte und die äußeren Längsnähte in Frage, und es wird beim Druckgurt:

$$P'' = 2\, b'\, a\, \sigma'_{d\,zul} + l\, a\, \sigma'_{a\,zul}.$$

Daraus ergibt sich die erforderliche Laschenlänge

beim Druckgurt: $l = \dfrac{P''}{a\, \sigma'_{a\,zul}} - \dfrac{2\, b'\, \sigma_{d\,zul}}{\sigma'_{a\,zul}}$,

beim Zuggurt: $l = \dfrac{P''}{a\, \sigma'_{a\,zul}} - \dfrac{2\, b'\, \sigma_{z\,zul}}{\sigma'_{a\,zul}}$.

Im vorliegenden Fall ist $a = \dfrac{1}{\sqrt{2}} \cdot \delta' = 0{,}707\, \delta'$.

Bei Bestimmung der Gurtplattenlänge wurde beim Blechträger mit aufeinandergelegten Gurtplatten in der Regel so vorgegangen, daß zunächst jenes Widerstandsmoment berechnet wurde, welches den Wert $\sigma_{zul} M_{max}$ überragte.

Dann wurde der Gurtplattenquerschnitt je nach Dicke rein gefühlsmäßig in einzelne Gurtstreifen zerlegt.

Bei der Berechnung der Gurtplattenlängen des Blechträgers mit gestoßenen Gurtplatten empfiehlt sich ein anderer Vorgang, wie er nachstehend beschrieben ist.

Unter Hinweis auf den Trägerquerschnitt in Abb. 1 ergibt sich für das Widerstandsmoment folgender Wert:

$$W = \frac{\delta h^3}{6(h+2d)} + \frac{b(h+2d)^2}{6} - \frac{b h^3}{6(h+2d)}$$

$$W = \frac{1}{6}\left[\frac{(\delta - b) h^3}{(h+2d)} + b(h+2d)^2\right].$$

Nun wird das Widerstandsmoment berechnet: für $d = 0$ cm mit $W = W_0$, für $d = 1$ cm mit $W = W_1$, für $d = 2$ cm mit $W = W_2$ usw. Man kommt schließlich auf ein Widerstandsmoment, welches das größte Widerstandsmoment $W_{max} = \sigma_{zul} M_{max}$ entweder gerade überschreitet oder knapp erreicht. Dann wird die Berechnung abgebrochen und es werden die Werte W_0, W_1, W_2 usw. an die Linie der Werte $\sigma_{zul} M$ (wie sonst üblich) angetragen und Waagerechte gezogen, wie dies in Abb. 2 dargestellt ist.

Abb. 2.

Abb. 3.

Wird nun im Abstand von $\sigma_{zul} M_{max}$ eine Waagerechte (eine Berührende an den Scheitel der $\sigma_{zul} M$-Linie) gezogen, so begrenzt diese das größte Widerstandsmoment W_{max} und damit auch die größte Plattendicke d_{max}. Da man die größte Plattendicke naturgemäß auf Millimeter abrunden wird, so wird man durch Einschaltung einer Zehnerteilung die in Millimeter ausgedrückte größte Plattendicke sofort erhalten. Zwecks Nachprüfung wird man untersuchen, ob folgende Gleichung bzw. Ungleichung erfüllt wird:

$$\frac{1}{6}\left[\frac{(\delta - b) h^3}{(h + 2 d_{max})} + b(h + 2 d_{max})^2\right] \gtreqless \sigma_{zul} M_{max}.$$

Damit ist die Größe von d_{max} in einfacher und rascher Weise auf zeichnerischem Wege bestimmt. Der rechnerische Weg zur Ermittlung von d_{max} durch Auflösen der obigen quadratischen Gleichung ist jedenfalls überaus umständlich und zeitraubend und dabei auch nicht genauer.

Nun sei die Aufgabe gestellt, bei Anordnung nur eines Stoßes auf jeder Trägerhälfte die wirtschaftlich günstigste Lage dieses Stoßes zu finden.

Zufolge Abb. 3 werde der Stoß im Abstand λ vom Trägerende angenommen.

Wird die Dicke der ersten Platte mit d, das Raumgewicht des Stahls mit s und die Kosten für die Gewichtseinheit mit $\varkappa$ bezeichnet, so kann die Berechnung auf Grund folgender einfacher Überlegung durchgeführt werden.

Die kleinsten Kosten werden dann entstehen, wenn die Kosten des in Abb. 3 dargestellten Plattenstreifens von der Länge λ und der Dicke $(d_{max} - d)$ einen Größtwert erreichen. Die Kosten dieses Plattenstreifens betragen:

$$\triangle k = \varkappa s b \lambda (d_{max} - d).$$

Werden diese Kosten $\triangle k$ für verschiedene Abstände λ berechnet und von einer waagerechten Achse aus aufgetragen, wie dies Abb. 2 zeigt, so wird eine Krummlinie erhalten, deren höchster Punkt M den Abstand $\triangle k_{max}$ hat und die wirtschaftlich günstigste Lage des Stoßes angibt. Damit ist die gestellte Aufgabe gelöst.

Die beiden Gurtplatten haben außer der Breite b folgende Abmessungen. Die beiden äußeren Platten haben die Länge λ_1' und die Dicke d_1, und die mittlere Gurtplatte hat die Länge $2\lambda_0'$ und die Dicke d_2. Die Kosten der Gurtplatten eines Gurtes für die Trägerhälfte betragen demnach:

$$k = \varkappa s b (\lambda_0' + \lambda_1') d_2 - \triangle k_{max}.$$

So einfach sich die Lösung der Aufgabe bei Anordnung eines Stoßes gestaltet, so schwierig wird die Untersuchung bei Anordnung von zwei, drei oder mehreren Stößen.

Um auch solche Fälle in einfacher Weise lösen zu können, ist es erwünscht, die in Abb. 2 dargestellte Zeichnung der $\sigma_{zul} M$-Linie und der W-Waagerechten in anderer Form zu zeichnen.

Bei Betrachtung der Abb. 2 zeigt es sich, daß die Abstände der W-Waagerechten nach oben zunehmen, was ja auch aus der oben angeschriebenen Gleichung für W herausgelesen werden kann.

In Abb. 8 ist nunmehr die $\sigma_{zul} M$-Linie derart verzerrt aufgezeichnet worden, daß die Abstände der W-Waagerechten einander gleich sind. Außerdem werden jetzt diese Abstände in Millimetern aufgetragen oder, mit anderen Worten gesagt, an Stelle der W-Waagerechten treten die d-Waagerechten. Wird weiter beachtet, daß für die Ermittlung der Lage des Größtwertes von $\triangle k$ die Größen $\varkappa$, s und b unmaßgeblich sind, so läuft die Aufgabe, die wirtschaftlich günstigste Lage eines Stoßes bei einstufiger Anordnung zu finden, darauf hinaus, von allen zwischen der verzerrten $\sigma_{zul} M$-Linie und den Gurtkanten eingeschriebenen Rechtecken jenes zu finden, das den größten Flächeninhalt hat (Abb. 4).

Bei zweistufiger Anordnung muß die Summe der Flächeninhalte zweier aneinanderstoßender und eingeschriebener Rechtecke und bei dreistufiger Anordnung die Flächensumme

Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

dreier aneinanderstoßender und eingeschriebener Rechtecke einen Größtwert ergeben (Abb. 5 u. 6).

Der Weg zur Lösung der zuletzt erwähnten Aufgabe gestaltet sich folgendermaßen:

In Abb. 7 sind drei Rechtecke mit ihren Spitzen in A, B und C eingeschrieben eingezeichnet. Werden die Flächeninhalte dieser Rechtecke auf der y-Achse nach oben aufgetragen, so werden die Punkte A_1, B_1 und C_1 erhalten. Nun werden die Geraden $A_1 A'$, $B_1 B'$ und $C_1 C'$ gezeichnet. Diese Geraden geben den zunehmenden Flächeninhalt der Rechtecke an, die sich von $A' A$ nach $O A''$, von $B' B$ nach $O B''$ und von $C' C$ nach $O C''$ erstrecken.

Wird nunmehr das eingeschriebene Rechteck $O D' D D''$ gezeichnet, so kann sogleich festgestellt werden, welches von den drei angereihten Rechtecken mit der Spitze in A, B oder C den größten Flächeninhalt aufweist. Man verlängert $D D'$ und schneidet die Flächeninhaltsgeraden. Da der höchstliegende Schnittpunkt D''' auf der Geraden $A_1 A'$ liegt, so ist daher von den drei angereihten Rechtecken jenes mit der Spitze in A, also das Rechteck $D' A' A D_1$ das größte. In gleicher Weise läßt sich nachweisen, daß dem Rechteck $O E' E E''$ das Rechteck $E' B' B E_1$ als größtes angereiht ist und daß zu dem Rechteck $O F' F F''$ das größte angereihte Rechteck $F' C' C F_1$ gehört.

Abb. 7.

Werden die Punkte A', B', C' usw. in beliebiger Anzahl und in unendlich kleinen Abständen angeordnet, so liegen die höchsten Punkte D''', E''', F''' usw. auf einer Krummlinie, die als Einhüllende der Strahlen $A' A_1$, $B' B_1$, $C' C_1$ usw. erhalten werden kann. Weiter erhellt ohne weiteres, daß zu einem Rechteck das größte angereihte Rechteck, welches nunmehr als zugeordnetes Rechteck bezeichnet werde, gefunden werden kann, indem von der Spitze des Rechteckes eine Lotrechte bis zu der obenerwähnten Krummlinie gezogen wird, in dem so erhaltenen Schnittpunkt eine Berührende errichtet wird, welche dann in der Achse x—x den Endpunkt des zugeordneten Rechteckes herausschneidet.

Für die zufolge Abb. 7 sich ergebenden unten angereihten größten Rechtecke wird in gleicher Weise eine einhüllende Krummlinie gezeichnet, die in der Abb. 7 links dargestellt ist.

Mit Hilfe der verzerrten $\sigma_{zul}\,M$-Linie und mit Hilfe der beiden erwähnten Hilfslinien, die als zugeordnete Kostenlinien bezeichnet werden, lassen sich die kleinsten Kosten und die diesen entsprechenden Lagen der Stöße bei einstufiger bis dreistufiger Anordnung sehr leicht und rasch finden.

Dieser Vorgang ist in der bereits erwähnten Abb. 8 dargestellt. In dieser Abbildung wird die Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Anordnung bei einem Stoß, bei zwei Stößen und bei drei Stößen gezeigt.

Ehe auf das Verfahren näher eingegangen wird, seien noch folgende Bemerkungen vorausgeschickt.

An Stelle der Kostenwerte sind die Flächenwerte aufgetragen (in cm²), wie dies an früherer Stelle als vereinfachend empfohlen wurde. Trotz dieser Maßnahme ist die Bezeichnung der Linien als Kostenlinien beibehalten worden, was gerechtfertigt ist, weil es ja nur nötig ist, die Flächenwerte mit $\varkappa s b$ zu vervielfachen, um sofort die Kosten selbst zu erhalten.

Weiter ist zu erwähnen, daß die Untersuchung meistens eingegrenzt ist, indem hinsichtlich der Gurtplattenlängen für die mittelste (dickste) Platte in der Regel eine Mindestlänge verlangt wird (in dem Beispiel in Abb. 8 beträgt die Mindestlänge 5 m) und indem bezüglich der Dicke der Gurtplatten an den Trägerenden (die dünnsten Platten) in der Regel eine Mindestdicke vorgeschrieben wird (in dem Beispiel in Abb. 8 beträgt die Mindestdicke 10 mm).

Abb. 8.

Außer der verzerrten $\sigma_{zul}\,M$-Linie sind die beiden zugeordneten Kostenlinien, nämlich die obere wie auch die seitliche, aufgetragen. Beim Entwerfen dieser beiden zugeordneten Kostenlinien mußten die Flächeninhalte der eingeschriebenen Hauptrechtecke für die einzelne Punkte bestimmt werden. Diese so ermittelten Werte sind gleichzeitig auf den nach oben verlängerten Seiten der Hauptrechtecke nach oben aufgetragen worden und haben die Kostenlinie der Hauptrechtecke mit dem höchsten Punkt in M ergeben. Werden nun über den Abständen dieser Hauptrechteck-Kostenlinie die lotrechten Abstände der oberen zugeordneten Kostenlinie aufgetragen, so wird die Kostenlinie der Summe der Hauptrechtecke und der zugeordneten oberen Rechtecke erhalten, welche Linie ihren höchsten Punkt in R hat. Werden über die Abstände dieser Kostenlinie (mit dem höchsten Punkt in R) die zugehörigen waagerechten Abstände der unteren zugeordneten Kostenlinie aufgetragen, so wird die Kostenlinie der Summe der Hauptrechtecke und der beiden zugeordneten Rechtecke erhalten, welche Linie ihren höchsten Punkt in W hat. Diese drei übereinander aufgetragenen Kostenlinien können auch folgende Bezeichnungen erhalten, deren Sinn sich aus dem Zweck der Linien, wie gleich gezeigt werden wird, ableitet. Die Linie mit dem höchsten Punkt in M ist die einstufige, die Linie mit dem höchsten Punkt in R ist die zweistufige und die Linie mit dem höchsten Punkt in W ist die dreistufige Kostenlinie.

Wird der höchste Punkt M der einstufigen Kostenlinie herabgelotet, so schneidet das Lot die verzerrte $\sigma_{zul}\,M$-Linie im Punkt M'. Dieser Punkt M' gibt die Spitze des größten Hauptrechteckes an, und es ist daher bei einstufiger Anordnung die wirtschaftlich günstigste Lage des Stoßes durch die Gerade $M'\,M''$ festgelegt.

Wird der höchste Punkt R der zweistufigen Kostenlinie herabgelotet, so wird der Schnittpunkt R' mit der verzerrten $\sigma_{zul}\,M$-Linie erhalten. Daneben ergibt sich der Schnittpunkt Z mit der oberen zugeordneten Kostenlinie. Die Berührende an diesen Punkt Z schneidet die x-Achse im Punkt Z'', von wo aus durch das Lot der Punkt Z' gefunden wird. Der Punkt R' gibt die Spitze des Hauptrechteckes an, und der Punkt Z' stellt die Spitze des (oberen) zugeordneten Rechteckes dar. Es ist daher bei zweistufiger Anordnung die wirtschaftlich günstigste Lage der beiden Stöße durch die beiden Geraden $R'\,R''$ und $Z'\,Z''$ festgelegt.

In ähnlicher Weise ergibt sich durch Herunterloten des höchsten Punktes W der dreistufigen Kostenlinie die Spitze W' des Hauptrechteckes. Der Schnittpunkt V dieser Lotrechten mit der oberen zugeordneten Kostenlinie führt im Wege der Berührenden in V zu dem Punkt V'' und von hier zur Spitze V' des oberen zugeordneten Rechteckes. Die Verlängerung der waagerechten Seite des Hauptrechteckes schneidet die untere zugeordnete Kostenlinie im Punkt U. Die Berührende in diesem Punkt liefert den Punkt U_1 auf der y-Achse und die waagerecht herübergezogene Gerade den Schnittpunkt U', welcher die Spitze des unteren zugeordneten Rechteckes darstellt. Bei dreistufiger Anordnung ist daher die wirtschaftlich günstigste Lage der drei Stöße durch die drei Geraden $U'\,U''$, $W'\,W''$ und $V'\,V''$ gegeben.

Damit sind die Stöße ihrer wirtschaftlich günstigsten Lage nach und die Gurtplatten ihrer Länge und Dicke nach festgelegt. Um nun auch einen Vergleich der Kosten der verschiedenen Ausführungen zu erhalten, müssen folgende Überlegungen angestellt werden.

Jedem Stoß entsprechen die Kosten für die Schweißnaht im Stoß, die Kosten für die Stoßdecklaschen und deren Schweißnähte. Die Kosten eines solchen Stoßes werden mit zunehmender Dicke der anzuschließenden Gurtplatte anwachsen, weil ja die Dicke der Stoßdecklaschen größer wird. Jedem Stoß entspricht eine Stoßdeckung, so daß die Kosten mit der Zahl der Stöße zunehmen werden. Werden die Kosten der Stoßdeckung für einstufige Anordnung mit k_1', für zweistufige Anordnung mit k_2' und für dreistufige Anordnung mit k_3' bezeichnet, so betragen die Kosten der Gurtplatten für einen Gurt und eine Trägerhälfte:

$$\text{einstufige Anordnung: } k_1 = \varkappa s b \left(\lambda_0 d_{max} - \triangle f'\right) + k_1',$$
$$\text{zweistufige Anordnung: } k_2 = \varkappa s b \left(\lambda_0 d_{max} - \triangle f''\right) + k_2',$$
$$\text{dreistufige Anordnung: } k_3 = \varkappa s b \left(\lambda_0 d_{max} - \triangle f'''\right) + k_3'.$$

Durch den Vergleich dieser Kosten ist man in der Lage, die billigste aller möglichen Anordnungen festzustellen. Wird aus bestimmten Gründen nicht die billigste Anordnung ausgeführt, so kann man anderseits schnell feststellen, welche Mehrkosten jede von der billigsten Anordnung abweichende Ausführung verursacht.

Die auf solche Weise berechneten kleinsten Kosten geben gegenüber einer gefühlsmäßigen Anordnung Unterschiede, die an sich vielleicht gering sein werden. Es darf aber nicht vergessen werden, daß bei den meisten Hochbauten und Brückenbauten solche Träger in gleicher Ausführung zehnfach, zwanzigfach und noch viel öfter vorkommen. Infolgedessen ergibt sich für ein derartiges Bauwerk schließlich eine recht erhebliche Ersparnis, die unter Umständen viele hunderte oder einige tausende Reichsmark beträgt. Auf Grund des vorliegenden Verfahrens bedarf es, wie dargetan wurde, nur einiger weniger Berechnungen und einer einfachen Zeichnung, insgesamt ein Zeitaufwand von ein bis zwei Stunden, um derartige Beträge einzusparen.

Zum Schluß sei noch folgenden Bemerkungen Raum gegeben.

Das gezeigte Verfahren gestattet die wirtschaftlich günstigste Anordnung der Stöße bis zu drei Stufen (vier Gurtplatten). Es dürfte nicht schwer fallen, auf Grund des gezeigten Weges das Verfahren auch für mehr als drei Stöße auszubauen. Das ist aber wohl kaum nötig, da einerseits mehr als vier Gurtplatten nur selten angeordnet werden dürften und da anderseits der Unterschied der Kosten mit der Zahl der Stufen immer kleiner wird, so daß durch die bloß gefühlsmäßige Anordnung weiterer Stufen Kosten entstehen werden, die sich von den nach einem genauen Verfahren ermittelten kaum unterscheiden werden.

Es dürfte daher das angegebene Verfahren bis zu drei Stufen für die Zwecke der Praxis vollständig hinreichen.

Zur Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen.

Von Dr.-Ing. **Petermann**, a. o. Prof. a. d. Technischen Hochschule zu Berlin.

Übersicht: Es werden die Forderungen erörtert, die entsprechend den Voraussetzungen der Theorie an die Bauart von Knickmaschinen zu stellen sind, ferner die Mängel ausgeführter Maschinen und die Mittel, sie zu vermeiden.

Seit den theoretischen und versuchstechnischen Arbeiten Bauschingers, Engeßers und v. Tetmajers ist eine Reihe von wissenschaftlichen Arbeiten über die Knickfrage erschienen — um nur einige der wichtigsten zu nennen, die von v. Kármán, Müller-Breslau und Zimmermann — und eine große Zahl von Knickversuchen ausgeführt worden, u. a. von Müller-Breslau[1]) und dem Deutschen Stahlbau-Verbande[2]). Die Knickfrage des einteiligen und zum Teil auch die des mehrteiligen Stabes darf hiernach im allgemeinen als gelöst angesehen werden, und es mag manchem eine Erörterung über die Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen verspätet erscheinen. Daß die versuchstechnischen Arbeiten auf diesem Gebiete aber noch nicht abgeschlossen sind, beweist die Tatsache, daß die Versuchsanstalt für Luftfahrt kürzlich eine 100 t-Knickmaschine beschafft hat und Japan eine solche von 1000 t.

Die Flugzeugindustrie verwendet andere Baustoffe als das Bauwesen, die eine Prüfung verlangen, und die Entwicklung der Schweißtechnik wird uns bald neue Querschnittsformen bringen, die ihrer Eigenart besser angepaßt sind, und die eine versuchstechnische Prüfung erforderlich machen.

Unter diesen Umständen scheint es angebracht, eine Frage zu erörtern, deren richtige Lösung für die wissenschaftliche Wertung von Knickversuchen von Wichtigkeit ist, und die in vielen Fällen nicht genügende Beachtung gefunden hat.

I. Welche besonderen Forderungen sind an die Bauart von Knickmaschinen zu stellen?

Während die Baustoffprüfmaschinen in den letzten Jahrzehnten in der Gesamtanordnung, in bezug auf Zugänglichkeit der einzelnen Teile und in den Einspannvorrichtungen erheblich verbessert worden sind, kann man das von Knickmaschinen nicht in demselben Maße sagen. In jenen werden Druckversuche nur an Probekörpern von geringer Höhe ausgeführt; da genügt es durchaus, eine Druckplatte in einer Kugelfläche zu lagern, um sie so einstellen zu können, daß beide Druckflächen des Probekörpers satt anliegen. Für eine Knickmaschine genügt das bei der Eigenart des Knickproblems nicht, hier sind weitergehende Bedingungen zu erfüllen.

Für die „schlanken" Stäbe, die im elastischen Bereich, d. h. bei einer Spannung unterhalb der Proportionalitätsgrenze knicken, ist heute

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

allgemein die Eulerformel als richtig anerkannt. Sie lautet für die in Abb. 1 bis 4 dargestellten vier Fälle der Lagerung der Stabenden und für Stäbe mit konstantem Trägheitsmoment J:

	Knicklast P_k	Knickspannung σ_k
Fall 1. ein Stabende starr eingespannt, das andere frei	$\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{EJ}{l^2}$;	$\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{E}{\lambda^2}$
Fall 2. beide Stabenden gelenkig gelagert	$\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$;	$\pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$
Fall 3. ein Stabende starr eingespannt, das andere gelenkig gelagert	$2\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$;	$2\pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$
Fall 4. beide Stabenden starr eingespannt	$4\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$;	$4\pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$.

Aus diesen Formeln geht hervor, von wie großem Einfluß die Art der Lagerung der Stabenden auf die Knicklast bzw. Knickspannung ist. Diese Größen verhalten sich je nach der Art der Lagerung wie 1 : 4 : 8 : 16.

Die Formeln gelten

im Falle 1 etwa für $\lambda > 50$
„ „ 2 „ „ $\lambda > 100$
„ „ 3 „ „ $\lambda > 140$
„ „ 4 „ „ $\lambda > 200$.

In Abb. 5 ist die Knickspannungslinie nach Euler für den am häufigsten vorkommenden Fall 2 und ein $E = 2\,100\,000$ kg/cm² eingetragen; sie gilt für alle Baustähle.

„Gedrungene" Stäbe, deren Schlankheitsgrad unterhalb der angegebenen Grenzen liegt, knicken bei einer Spannung, die oberhalb der

Abb. 5.

Proportionalitätsgrenze liegt, sie gehören dem „unelastischen Bereich" an und verhalten sich grundsätzlich anders.

Kármán hat für einen Stahl von 6,8 t/cm² Zugfestigkeit und einer Quetschgrenze von etwa 3,25 t/cm² die Knickspannungslinie ermittelt und durch sehr sorgfältig ausgeführte Versuche bestätigt gefunden. Rein hat sie auf Grund gleichfalls sehr sorgfältiger Versuche und eines verfeinerten Berechnungsverfahrens für Stahlsorten mit ausgeprägter Streckgrenze — St 37, St 48 und St Si — ermittelt. Etwa bei $\lambda = 40$ ist die Knickspannung nach Kármán gleich der Quetschgrenze, die sich von der leichter zu bestimmenden Streckgrenze im allgemeinen nur sehr wenig unterscheidet, und etwa bei $\lambda = 90$ geht die Linie tangential in die Eulerlinie über.

In Abb. 5 ist für St 48 als Beispiel — Streckgrenze 3,12 t/cm² — angenähert die Knickspannungslinie nach Kármán für Fall 2 eingezeichnet. Die Kármánlinie für dasselbe Material und Fall 4, beide Stabenden eingespannt, ist gleichfalls eingetragen; man erhält sie, wenn man die Ordinaten der Kurve für Fall 2 über den doppelten Abszissen aufträgt.

Während auf die Stäbe im elastischen Bereich eine geringe Einseitigkeit des Lastangriffs nahezu ohne Einfluß ist, sind nach Kármán die Stäbe des unelastischen Bereichs gegen einseitige Belastung außerordentlich empfindlich, so daß schon eine Abweichung der Druckrichtung von der achsrechten Lage um nur $\frac{1}{200}$ der Stabdicke ein merkliches Sinken der Knickspannung zur Folge hat.

Hiernach ergeben sich für den Bau von Knickmaschinen zunächst zwei Forderungen:

[1]) Petermann, Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Bauing. 1926, Heft 51 u. 52.

[2]) Rein, Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle. Heft 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau. Springer, Berlin 1930.

1. Vornehmlich mit Rücksicht auf die Stäbe des elastischen Bereichs muß die Lagerung der Stabenden einem der Fälle 1 bis 4 entsprechen. Da sich infolge der Elastizität des Baustoffs der Maschine eine starre Einspannung nicht verwirklichen läßt, kommt nur Fall 2 in Frage: die Stabenden sind gelenkig drehbar zu lagern.
2. Wegen der Empfindlichkeit der Stäbe des unelastischen Bereichs gegen Einseitigkeit der Belastung muß genaueste achsrechte Belastung angestrebt werden.

Da die angeführten Formeln, deren Richtigkeit durch den Versuch geprüft werden soll, nur eine in Richtung der Stabachse wirkende Druckkraft voraussetzen, müssen anders gerichtete Kräfte, wie sie z. B. bei liegenden Maschinen infolge des Eigengewichts der Stäbe auftreten, ausgeschaltet werden. Das führt zu der dritten Forderung:

3. Die Maschine muß stehend angeordnet werden, so daß die Stäbe in lotrechter Lage geprüft werden können.

II. Sind diese Forderungen immer erfüllt worden?

Während die letzte Forderung bei neueren Maschinen meistens erfüllt ist, kann man das von den beiden ersten in der Regel nicht sagen, wenigstens nicht, soweit es sich um Maschinen für größere Kräfte handelt.

Ein Beispiel dafür ist die große 4500 t-Maschine des amerikanischen Bureau of Standards in Washington, die eine Knicklänge von etwa 7,5 m hat[3]). Bei dieser Maschine ist die untere Druckplatte in einer Kugelfläche von etwa 1,5 m Halbmesser gelagert, während die obere Druckplatte durch das an vier Spindeln verstellbare obere Querhaupt der Maschine gebildet wird. Es fehlt hier jede Möglichkeit einer Einstellung der oberen Druckfläche, die Lagerung ist eine nahezu starre Flächenlagerung, der Stab also als oben eingespannt anzusehen. Eine Folge dieser Bauart ist, daß die Stabachse nie mit der Maschinenachse zusammenfallen kann. Denn um ein sattes Anliegen der oberen Stabendfläche an das Querhaupt zu erreichen, ist es beim Einbau eines Stabes notwendig, ihn nach Einstellung auf der unteren Druckplatte mit dieser so weit zu neigen, bis die obere Stabendfläche parallel zur Druckfläche des Querhaupts liegt. Eine solche Neigung wird immer notwendig sein, da es nicht möglich ist, eine Stabendfläche mit mathematischer Genauigkeit senkrecht zur Stabachse herzustellen. Die Folge ist eine unsymmetrische Belastung der Maschine, die mit Biegungsbeanspruchungen in den Spindeln und einer Querverschiebung des Querhaupts verbunden ist. Ferner ist mit einem solchen Neigen des Stabes auch eine Querverschiebung der unteren Stabendfläche verbunden, wenn nicht der Krümmungsmittelpunkt der Kugelfläche in der Ebene der Druckfläche liegt, was hier kaum der Fall sein dürfte.

Bei dem großen Halbmesser der Kugelfläche ist mit einem selbsttätigen Einstellen der unteren Druckplatte unter Druck nicht zu rechnen; die Lagerung des unteren Stabendes ist also als eine starre Verbindung mit dem Kolben anzusehen. Solange die Knicklast noch nicht erreicht und die Durchbiegung des Stabes gering ist, kann angenommen werden, daß der Kolben in seiner Führung noch etwas Spiel hat. Die Lagerung des Stabes würde also dem dritten Eulerfall entsprechen: oben Einspannung, unten Gelenk. Nimmt die Durchbiegung des Stabes weiter zu, oder knickt der Stab nun unter einer Last, die dieser Lagerung entspricht, dann kann der Kolben der zunehmenden Drehung der unteren Endtangente nicht folgen, er legt sich auf einer Seite oben, auf der anderen unten an die Führung, und die bisher gelenkige Lagerung des unteren Stabendes geht in eine Einspannung über (Abb. 6). Die Last steigt dann weiter bis zur Knicklast, die der neuen Lagerung entspricht. Dabei ist aber infolge der Elastizität des Baustoffs der Maschine die Einspannung weder oben noch unten starr, der Einspannungsgrad also unbekannt.

Abb. 6.

Eine genau achsrechte Stellung des Stabes für die ganze Dauer des Versuchs ist bei solcher Lagerung der Stäbe nicht möglich. Man kann zwar, was bei neueren Versuchen auch geschehen ist, in einem Vorversuch Dehnungen der Stabkanten oder Durchbiegungen messen und den Stab so lange verschieben, bis sich annähernd gleiche Dehnungen für alle Stabkanten oder sehr geringe Durchbiegungen ergeben; aber bei zunehmender Belastung und Durchbiegung tritt eine Verlagerung der Kraftachse ein, die immer durch die Wendepunkte der Biegelinie geht.

Die Bauart der Maschine verstößt also gegen die beiden ersten Forderungen und damit gegen den Hauptgrundsatz aller Versuchstechnik, die Versuchsbedingungen eindeutig und den Voraussetzungen der Theorie entsprechend festzulegen.

Die Richtigkeit dieser Ausführungen wird bestätigt durch eine größere Versuchsreihe von Knickstäben, über die in einer Veröffentlichung von Tuckermann und Stang in den Technological Papers of the Bureau of Standards No. 328 von 1926/27 und in einer solchen von Professor Müllenhoff: Die Versuche des amerikanischen Bureau of Standards an großen Säulen mit H-Querschnitt, im Bauing. 1929, Heft 5/6 berichtet worden ist. Die geprüften Stäbe waren teils schwere Breitflanschträger, teils zusammengesetzte Stäbe von ähnlicher Querschnittsform und -größe. Bei einer größeren Anzahl dieser Stäbe ergaben sich Knickspannungen, die zwischen den beiden Kármánlinien lagen, was auf teilweise Einspannung schließen läßt. Die den Berichten beigegebenen Abbildungen einiger Stäbe nach dem Versuch zeigen deutlich eine Biegelinie mit zwei Wendepunkten, die das Vorhandensein einer beiderseitigen Einspannung beweist. Ein weiterer Beweis dafür ist darin zu sehen, daß sich bei diesen Stäben die Stabendflächen zum Teil von den Druckflächen abhoben, da Zugspannungen nicht aufgenommen werden konnten; die Hälfte der Flansche und der ganze Steg lagen frei, und nur durch die andere Hälfte der beiden Flansche wurde die Kraft übertragen. Dem entspricht ein Hebelarm der Last von $^1/_4$ bis $^1/_3$ der Flanschbreite, das sind bei einer Flanschbreite von 14' in diesem Falle 9 bis 12 cm! Es tritt hier also ein beträchtliches Einspannungsmoment auf, das anderseits auch den Kolben stark belastet, das waagerechte Stützkräfte und Reibungswiderstände am Kolben hervorruft. Beim Erreichen der Höchstlast wurde bei einigen dieser Stäbe ein plötzliches Gleiten der Druckplatte auf ihrer Kugelfläche beobachtet, das ein schnelles Sinken der Last zur Folge hatte.

Bei einigen der gedrungenen Stäbe mit einem Schlankheitsgrade $\lambda = 37{,}8$ wurde ein zweites Maximum der Knickspannung festgestellt, das über der Streckgrenze lag, während sich das erste in deren Nähe befand. Die dafür gegebene Erklärung und der Hinweis auf ähnliche Beobachtungen Kármáns und anderer Forscher befriedigt nicht, da diese Erscheinung bei Kármáns Versuchen nur bei Stäben beobachtet wurde, deren Schlankheitsgrad erheblich unter 40 und deren Knickspannung nach seiner Formel nicht unwesentlich über der Streckgrenze lag. Bei Stäben mit $\lambda \sim 40$, für die seine Knickspannungslinie eine Knickspannung von der Höhe der Streckgrenze gibt, trat diese Erscheinung nicht auf. Sie rührt bei den amerikanischen Stäben zweifellos von dem oben erörterten Übergang der Stützung vom dritten zum vierten Eulerfall her.

Das bereits oben erwähnte, bei einseitiger Belastung auf den Kolben wirkende Moment hat noch einen weiteren Übelstand zur Folge. Da der Wasserdruck den Kolben nur achsrecht belasten kann, muß dieses Moment in voller Größe durch waagerechte Stützkräfte H aufgenommen werden, die die Führung auf den Kolben ausübt (Abb. 6). Da dieser sich in einer dauernden Aufwärtsbewegung befindet, treten infolgedessen an den Berührungsstellen mit der Führung Reibungswiderstände auf, die bei der Art der Kraftmessung in diese eingehen. Die angezeigte Kraft ist also um den Betrag dieser Reibungskräfte größer als die Kraft, die auf den Stab wirkt. Diese Kräfte ihrer Größe nach genau zu bestimmen, ist sehr schwierig, jedenfalls sind sie durch das übliche Eichverfahren unter Verwendung eines achsrecht eingebauten Kontrollstabes nicht zu ermitteln. Sie dürften bei großen Hebelarmen des Kraftangriffs zweifellos einige Prozente der Druckkraft betragen.

Bei deutschen Knickmaschinen hat man in der Regel den Fehler vermieden, der bei der Maschine des Bureau of Standards in dem Fehlen einer oberen einstellbaren Druckplatte liegt. Man kann also hier immer die Stabachse in die Maschinenachse einstellen. Aber die Mängel, die sich aus der Lagerung der Druckplatten in Kugelflächen ergeben, bestehen auch hier: die nicht eindeutige Lagerung und die Ungenauigkeit der achsrechten Belastung. Wenn auch hier die Halbmesser der Kugelflächen entsprechend den geringeren Höchstlasten — stehende Maschinen für mehr als 1000 t dürften kaum vorhanden sein — erheblich kleiner sind, so betragen sie doch immerhin einige Dezimeter und ein solches Maß schließt ein selbsttätiges Sicheinstellen unter Druck aus.

Ist r der Halbmesser der Kugelfäche und μ die Reibungszahl der Ruhe, dann ist das Moment der Reibung unter einer Last P angenähert

$$M_R = \mu P r.$$

Das Einspannungsmoment des Stabes ist bei einer Durchbiegung f im Höchstfalle starrer Einspannung

$$M_E = P \cdot \frac{f}{2}.$$

Damit Gleiten in der Kugelfläche eintritt, muß

$$M_E > M_R,$$

also $f > 2\mu r$ sein.

Für $\mu = 0{,}1$ und $r = 200$ mm z. B. würde sich hiernach ein Mindestwert für f von 40 mm ergeben. Bei kleinerem f würde noch kein Gleiten eintreten, erst bei größerem f würde sich die Druckplatte einstellen. Bei nahezu achsrechtem Einbau beträgt aber selbst bei Knicklängen von

[3]) Die Maschine ist beschrieben in einer Veröffentlichung von Griffith u. Bragg, Tests of large Bridge Columnes. Technological Papers of the Bureau of Standards No. 101, Washington 1918.

5 bis 6 m die Durchbiegung im Augenblick des Ausknickens erheblich weniger. Auch bei kleineren Werten von μ und r wäre immer eine ziemlich erhebliche Durchbiegung notwendig, um eine Bewegung der Druckplatte einzuleiten. Der Zustand des zweiten Eulerfalles, der ein selbsttätiges Sicheinstellen der Druckplatte vom Beginn der Belastung an erfordert, ist hiernach mit Druckplatten, die in Kugelflächen gelagert sind, nie zu verwirklichen.

III. Wie kann man diesem Mangel abhelfen?

Die Möglichkeit, den Zustand des zweiten Eulerfalles nahezu vollkommen zu erreichen, bietet einzig und allein die Schneidenlagerung oder die Spitzenlagerung, von denen aber die letztere nur für kleine Kräfte in Frage kommt. Diese Tatsache haben alle namhaften Forscher erkannt und daraus die Folgerungen gezogen. Auch bei den jüngsten Versuchen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, über die Professor Rein a. a. O. berichtet hat, wurden auf seine Veranlassung Druckplatten mit Schneidenlagerung verwendet, und zwar in einer von Professor Panzerbieter angegebenen Bauart, bei der die Stabendfläche in Höhe der Schneide lag, so daß das sonst durch die Druckplatte gebildete schädliche „starre Stabende“ vermieden werden. Der erste, der die Schneidenlagerung für große Kräfte angewendet hat, war Müller-Breslau, der im Jahre 1912 zur Prüfung seiner Theorie der Knickfestigkeit mehrteiliger Stäbe für die ihm unterstellte Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen eine stehende 500 t-Maschine mit Schneidenlagerung beschaffte. Die Schneiden dieser Maschine haben eine Länge von 600 mm und sind nach einem Halbmesser von 5 mm abgerundet; sie haben sich bei den vielen Versuchen, die in dieser Maschine schon gemacht worden sind, durchaus bewährt. Bei der letzten Versuchsreihe[4]) mit Rahmenstäben aus St 48, die bei einer Knicklänge von 5 m einen Querschnitt von 96,6 cm² besaßen — sie bestanden aus ⊐⊏ 26 — gelang es, die Mehrzahl der Stäbe nahezu achsrecht mit einem Fehlerhebel von weniger als 0,25 mm einzubauen. Das ist eine Genauigkeit, die in keiner anderen Maschine ähnlicher Größe erreichbar ist.

Da auf einer Schneide gelagerte Platten nur durch Drehung um diese einstellbar sind, und die Stabendflächen nie genau senkrecht zur Stabachse, also bei achsrechtem Einbau des Stabes auch nie genau parallel zur Schneide liegen, ist es notwendig, besondere Maßnahmen zu treffen, um auch in der Schneidenrichtung ein gleichmäßiges Anliegen des Stabes an die Druckflächen zu erreichen. Dazu ist bei dieser Maschine nach dem Vorschlage des Verfassers die Druckplatte in zwei Teile zerlegt worden, die sich in einer Zylinderfläche großen Halbmessers berühren, deren Achse im Grundriß senkrecht zur Schneide liegt (Abb. 7). Dadurch ist es möglich, die Druckfläche einerseits um die Schneide und anderseits um die Zylinderachse durch Verschieben längs der Zylinderfläche zu drehen, sie also in jede beliebige gegen die Horizontalebene schwach geneigte Lage und damit zum gleichmäßigen Anliegen an die Stabendfläche zu bringen. Die Drehung um die Schneide geschieht durch Stellschrauben, die beiderseits der Schneide sitzen, und die Verschiebung längs der Zylinderfläche mittels einer tangential angeordneten Spindel mit Handrad. Bei dieser Bauart läßt sich die Bauhöhe der Druckplatte niedrig halten, so daß das durch die Druckplatte gebildete starre Stabende so kurz wie möglich ausfällt.

Abb. 7. Verbesserte Schneidenlagerung.

Im Intervall etwa von $60 < \lambda < 90$ ist der Abstand der beiden Kármánlinien am kleinsten; in diesem Bereich ist danach der Einfluß des Einspannungsgrades verhältnismäßig gering, so daß für rohe Versuche der Praxis in diesem Bereich auch eine Maschine mit Kugelflächenlagerung Verwendung finden könnte. Für kleinere und größere Schlankheitsgrade ist der Einfluß des Einspannungsgrades aber, wie Abb. 5 zeigt, sehr bedeutend.

Die Müller-Breslau'sche Maschine hat den Nachweis erbracht, daß sich eine Schneidenlagerung auch für große Kräfte einwandfrei ausbilden läßt, was früher bisweilen bestritten wurde. Man muß daher heute die Forderung stellen, daß für Knickversuche auch mit größeren Stäben, die auf wissenschaftliche Geltung Anspruch machen, nur stehende Maschinen mit Schneidenlagerung verwendet werden.

[4]) Ein Bericht darüber ist erschienen im Bauing. 1931, Heft 28.

Ein Stahlskelettbau aus dem Jahre 1890.

Von Dipl.-Ing. E. Teichmann, Oberingenieur, Duisburg.

Der Stahlbau-Ingenieur begegnet bei Besprechungen mit Bauherren, Architekten und Unternehmern oft der Ansicht, daß der Stahlskelettbau eine neue, noch unerprobte Bauweise sei, der man mit einem gewissen Mißtrauen begegnen müsse, solange nicht die Beständigkeit des Stahlskeletts, insbesondere gegen korrodierende Einflüsse, sich an den in den letzten Jahren ausgeführten Bauten erwiesen habe. Diese irrige Auffassung verhilft nicht selten anderen Bauweisen auch dort zur Anwendung, wo das Stahlskelett den Vorzug erhalten müßte. Immer wieder muß man deshalb darauf hinweisen, daß zahlreiche Stahlskelettbauten seit Jahrzehnten bestehen und sich bewährt haben. Als ein besonders schönes und überzeugendes Beispiel sei hier ein Gebäude beschrieben, das im Jahre 1890 errichtet wurde und — nach dem Urteil seiner Besitzerin — heute noch allen Anforderungen durchaus gerecht wird: das Elblagerhaus in Magdeburg.

Abb. 1. Elblagerhaus Magdeburg; Aufnahme aus dem Jahre 1890.

Abb. 1 zeigt eine Aufnahme, welche während der in die Jahre 1890/91 fallenden Bauzeit gemacht wurde.

Der am Ufer der Elbe stehende Speicher hat 25 m Tiefe und 90 m Länge; er bedeckt also eine Gesamtfläche von 2250 m² (Abb. 2). Zwei äußere und vier innere Stützenreihen laufen parallel zur Längsachse des Gebäudes. Die Stützen jeder Reihe stehen in 5 m Abstand, so daß sie den Grundriß in quadratische Felder einteilen. Der 30 m lange Mittelbau hat Keller, Erdgeschoß, sechs Obergeschosse und einen Lüftungsaufbau und erreicht eine Höhe von 31,5 m; die beiden Seitenteile haben außer Keller und Erdgeschoß fünf Obergeschosse.

Die Kellerstützen sind eigenartigerweise aus Gußeisen gefertigt; sie haben kreisrunden Querschnitt von 400 mm äußerem Durchmesser und 50 mm Wandstärke. Vom Erdgeschoß an bauen sich auf ihnen aus Universaleisen und Winkeln zusammengesetzte Stützen von I-förmigem Querschnitt auf, welche in den oberen Stockwerken der geringeren Belastung entsprechend schwächer gehalten sind. In Abb. 3 ist ein solcher Stützenzug dargestellt.

Die Unterzüge aller Decken liegen in der Richtung der Querachse des Gebäudes; sie sind paarweise zu beiden Seiten der Stützen angeordnet und ruhen, wie Abb. 3 zeigt, auf Konsolen. Im Kellergeschoß bestehen die Unterzüge aus I 45, in den übrigen Stockwerken aus I 36. Die eigentliche Deckenkonstruktion ist in den verschiedenen Stockwerken verschieden ausgeführt. Die Kellerdecke ist massiv in preußischen Kappen zwischen I-Trägern ausgebildet. Zu

Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß.

Abb. 3. Innenstütze.

diesem Zweck wurden auf die oben erwähnten Unterzüge in der Längsrichtung des Gebäudes I-Träger verlegt, welche einen gegenseitigen Abstand von 800 bis 900 mm haben; zwischen diesen Trägern wurden die Kappen mit Backsteinen eingewölbt. Auf den Kappen sind 80/100 starke Lagerhölzer verlegt, welche einen 50 mm starken Bohlenbelag tragen. Alle übrigen Decken sind Holzbalkendecken. Auf den Unterzügen liegen in der Längsrichtung des Gebäudes kräftige Balken von 240/280 Querschnitt in rd. 650 mm Abstand. Sie tragen einen 50 mm starken Bohlenbelag. Das Dach wurde mit Pappe auf Holzschalung, hölzernen Sparren und Pfetten eingedeckt.

Bei den Treppenanlagen wurden Treppenwangen und Podestträger aus I-Profilen hergestellt, hierauf wurden die Podeste in Backsteinen eingewölbt, die Treppenstufen aufgemauert.

Die Wände bestehen aus Stahlfachwerk mit 1/2 Stein starker Ausmauerung, äußerer Verblendung und gußeisernen Fenstern. An der Wasserseite steht die äußere Stützenreihe auf der Kaimauer. Die Längswand des Erdgeschosses ist hier um 5 m, also bis in die zweite Stützenreihe zurückgesetzt, so daß die Uferstraße gewissermaßen als Laubengang durch das Gebäude hindurchgeführt ist. Die Längswand der oberen Stockwerke steht in der Flucht der äußeren Stützenreihe und wird von Unterzügen getragen. Die übrigen Wände sind als verblendete Fachwände vom Flur bis zur Traufe durchgeführt.

Zu erwähnen ist die Art, wie die Windkräfte aufgenommen wurden. Um den bei der großen Höhe und freien Lage des Gebäudes nicht unbeträchtlichen Winddruck in die Fundamente zu leiten, wurden in verschiedenen senkrechten Ebenen, sowohl in der Längs- wie auch in der Querrichtung, Verbände aus Rundstäben eingebaut, die, um ein straffes Anziehen zu ermöglichen, an den Enden mit Gewinde versehen und sorgfältig angeschlossen sind.

Heute würde man, selbst bei einem Speicherbau, den Fortfall solcher Verbände fordern. Sie hätten sich auch bei der hier beschriebenen Konstruktion mit Leichtigkeit vermeiden lassen, da man die Unterzüge, welche zu beiden Seiten der Stützen durchlaufen, in einfachster Weise mit diesen zu mehrstieligen Stockwerkrahmen hätte verbinden können. Die statischen Anschauungen der damaligen Zeit forderten offenbar eine statisch bestimmte Lagerung der einzelnen Konstruktionsteile. Auch an die Deckenkonstruktion, die sich in ihrer Einfachheit bis heute durchaus bewährt hat, würde man bei einem Neubau weitergehende Anforderungen unter dem Gesichtspunkt der Feuersicherheit stellen. Im Laufe der Jahre sind verschiedene Massivdeckenkonstruktionen entwickelt worden, deren Einbau bei diesem Bauwerk jetzt noch ohne konstruktive Änderungen möglich wäre. Unter gleichzeitiger Ummantelung der Stützen würde sich dadurch dieser vierzigjährige Stahlskelettbau ohne Änderung der Konstruktion und mit verhältnismäßig geringen Mitteln den höchsten neuzeitlichen Ansprüchen in einer Vollkommenheit anpassen lassen, wie das bei keinem in anderer Bauweise errichteten gleich alten Gebäude möglich sein würde.

Wenn uns auf dem Bilde aus dem Jahre 1890 der Speicher schlechthin modern erscheint, so hat das seinen Grund nicht nur in der äußeren Form oder in dem konstruktiven Aufbau des Gebäudes, sondern mehr noch darin, daß der Bauvorgang, den uns die Aufnahme lebendig vor Augen führt, mit unserer jetzigen Auffassung vollkommen übereinstimmt. Wir erkennen, daß das Stahlskelett frei und selbständig errichtet wurde, daß man dann Dach und Decken aufgebracht hat, wir sehen, wie das Gebäude durch Ausmauerung der Fachwände nach außen abgeschlossen wird, ohne daß irgendwelche Rüstungen notwendig sind: Das Stahlskelett bildet die Arbeitsbühnen für alle seiner Errichtung folgenden Bauvorgänge. Diese hier gewählte Reihenfolge wird heute wieder wegen ihrer zahlreichen großen Vorteile allgemein bevorzugt. Ermöglicht wurde sie erst durch die im Stahlskelettbau durchgeführte Trennung der Bauglieder in solche, welche statische Funktionen haben (Stützen und Unterzüge), und andere, welche nur raumabschließend sind (Decken und Wände). Beim Elblagerhaus in Magdeburg ist diese Trennung bereits mit einer bewundernswerten Folgerichtigkeit durchgeführt. Der mit dem Entwurf, der Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts beauftragten Aktiengesellschaft f. Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg lagen damals schon Erfahrungen an einem ähnlichen Speicherbau vor, mit dessen Errichtung sie im Jahre 1887 in Hamburg begonnen hatte.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Magdeburger Speichers einschließlich der gußeisernen Kellerstützen betrug 1390 t, also ungefähr 25 kg/m³. Die Errichtung beanspruchte 5 Monate.

Die Besitzerin des Gebäudes, die Elblagerhausgesellschaft in Magdeburg, bestätigt, daß sich das Stahlskelett ganz vorzüglich bewährt hat, obwohl die Bedingungen durchaus nicht leicht waren. Im Keller und Erdgeschoß werden fast ausnahmslos Chemikalien und ätzende Säuren, ferner Düngemittel, wie Chilesalpeter und Ammoniak gelagert; die Tore sind fast ständig geöffnet, so daß die Luftfeuchtigkeit ungehinderten Zutritt hat. Nur in diesen beiden Geschossen sowie bei den im Freien liegenden Fensterrahmen mußte der Anstrich erneuert werden, weil sich Rostbildungen zeigten. In den übrigen Stockwerken waren so gut wie keine Spuren von Rost festzustellen, obwohl der vor 40 Jahren aufgebrachte Grundanstrich nie erneuert wurde. Bei den im Keller und Erdgeschoß vorliegenden ungünstigen Verhältnissen müßte auch ein Massivbau, sei es Mauerwerk oder Eisenbeton, durch besondere Maßnahmen vor der Zerstörung geschützt werden. Das Verhalten des Stahlskeletts zeigt, daß die Furcht vor der Rostbildung unbegründet ist. Wie glänzend sich dieser Stahlskelettbau gehalten hat, beweist eine weitere Äußerung der Besitzerin, welche besagt, daß ihr gelegentlich der Anfertigung von Taxen stets das höchste Lob über den Stahlbau ausgesprochen wurde; ferner sei immer betont worden, daß demselben ohne weiteres eine Lebensdauer von hundert Jahren und weit darüber hinaus zugeschrieben werden könne.

Die umschnürte Stahlsäule.

Von Dr. Fritz Emperger, Wien.

Der österreichische Eisenbetonausschuß, welcher seine Aufgaben keinesfalls einseitig begrenzt, hat sich bereits wiederholt mit Versuchen aus dem Gebiete des Stahlbaues beschäftigt und so insbesondere in seinem Bericht Heft V (1917) ermittelt, wie unrichtig die bestehende Praxis beraten ist, wenn sie einen einfach eingemauerten I-Träger mit $q\,l^2/8$, also aus Vorsicht als frei aufliegend berechnet, wenn eine Einspannung in einfacher und verläßlicher Weise herbeigeführt werden kann, und daß demnach die Rechnung ohne weiteres mit $q\,l^2/16$ durchgeführt werden kann.

Eine ähnliche Bedeutung für den Stahlbau besitzen die neuesten Versuche dieses Ausschusses mit Stahlsäulen, welche sich in dem soeben erschienenen Heft XII der Berichte veröffentlicht vorfinden, dessen Herausgabe mit dem Jubiläum seines 25jährigen Bestehens zusammenfällt, welches diese Körperschaft am 21. April d. J. begangen hat.

Der Bericht steht auf dem Standpunkt, daß das gesamte Gebiet zwischen dem Betonpfeiler einerseits und der unbedeckten Stahlsäule andererseits in den verschiedenen Formen des Verbundes in den Vorschriften für Eisenbeton eine einheitliche Regelung finden soll, damit jener Zustand endlich beseitigt werde, daß man die einbetonierte Stahlsäule trotz eines gewaltigen Zuwachses an Tragfähigkeit genau so berechnen muß, als ob sie blank dastehen würde, womit eine große volkswirtschaftliche Verschwendung begangen wird. Der Vorschlag geschieht in Anlehnung an die amerikanischen Vorschriften für Eisenbeton. Weil das Bestreben hervortritt, dieses Versäumnis nachzuholen, ist es zweckmäßig, auf die auf diesem Gebiete gemachten Vorarbeiten hinzuweisen, welche vom Verfasser in der Überzeugung ausgeführt worden sind, daß die starre Bewehrung im Eisenbetonbau eine besondere Beachtung verdient. Seine Parallelversuche mit einbetonierten Säulen im Jahre 1902 wurden im Forscherheft VIII[1]) veröffentlicht; nachdem er im Jahre 1906 Versuche über den Querverband der Stahlsäule[2]) ausgeführt hatte und den Unterschied ermittelte, der sich bei einer Ausbetonierung ergibt, findet sich im Heft 3 der Berichte des österreichischen Eisenbetonausschusses eine umfangreiche Versuchsserie mit Säulen aus umschnürtem Stahl und umschnürtem Gußeisen vor. In diesem Zusammenhange hat Verfasser die Richtigkeit des von ihm in B. u. E. 1907 auf S. 172 aufgestellten Additionsgesetzes nachgewiesen und diesen Lehrsatz in den späteren Veröffentlichungen[3]) weiterhin ausgebildet. Eine Darstellung desselben gibt die Abb. 1, welche uns die Stauchungskurven der einzelnen Verbundstoffe und des Verbundkörpers darstellt. Wir ersehen, daß die Stauchungskurve des Verbundkörpers eine Summenkurve der Stauchungskurven der beiden Bestandteile Beton und Stahl darstellt, als deren Ergebnis die Bruchlast des Verbundkörpers sich als die Summe der Tragfähigkeiten der beiden Baustoffe herausstellt, sofern man für die nötigen Vorkehrungen, also insbesondere für die Umschnürung sorgt, welche die beiden Verbundkörper bis zum Bruch zusammenhält.

Der Bericht des österreichischen Ausschusses legt Gewicht darauf, daß die Aufgabe der Umschnürung hauptsächlich in der Erhöhung der Stauchungsfähigkeit des Betons zu suchen ist und daß erst in zweiter Linie seine Aufgabe zur Erhöhung der Gesamtfestigkeiten in Frage kommt. Wir finden den Nachweis, daß die Stauchungsfähigkeit des Betons im allgemeinen weit geringer ist, als man allgemein annimmt, und daß er dieser Nachhilfe für seine Mitarbeit bedarf. Besonders interessant sind die Ausführungen mit Bezug auf die Mitarbeit der Betonschale, d. h. jenes Teiles des Betons, welcher sich außerhalb der Umschnürung befindet.

Was nunmehr die zulässigen Lasten solcher Verbundkörper, bestehend aus einer Stahlsäule und einem umschnürten, d. h. entsprechend stauchungsfähigen Beton, betrifft, so steht der Bericht auf dem Standpunkt, daß es zweckmäßig ist, für eine derartige Säule einen Mittelwert der Sicherheit zu benutzen. Der reine Stahlbau benutzt eine Sicherheit von 2 — 1,7 (bezogen auf die Streckgrenze), der übliche leicht bewehrte Eisenbeton eine solche von 2,5—3,2 (bezogen auf die Bruchgrenze). Dieser Mittelwert ergibt sich automatisch, wenn man die zulässige Last in analoger Weise als die Summe der zulässigen Lasten der beiden Baustoffquerschnitte annimmt. Er wird, je nachdem der eine oder der andere Baustoff überwiegt, sich

Abb. 1. Stauchungskurven der Verbundstoffe und des Verbundkörpers.

1,7 bzw. 3,2 nähern und bei einer Stahlbewehrung von 10 % noch 2,4 betragen. Es bedeutet dies eine Erhöhung um etwa die Hälfte gegenüber dem reinen Stahlbau als das Mindestmaß der Erhöhung der Sicherheit.

Aus der beistehenden Abb. 1 geht der wichtige Umstand hervor, daß die rechnungsmäßigen und tatsächlichen Spannungen nicht übereinstimmen.

Ohne uns näher über die dabei in Betracht kommenden Gesichtspunkte auszulassen, sei darauf hingewiesen, daß außer der Sicherheit gegen den Bruch noch die Sicherheit gegen das Auftreten von ersten Rissen in Betracht kommt, und daß bei einer schwachen Umschnürung, also bei einer Anordnung, welche keine Erhöhung der Gesamtfestigkeit, herrührend vom Beton, in Betracht zieht, die Bruchlast und das Auftreten der ersten Risse nahezu zusammenfallen.

Es ist nunmehr in der Folge für die Säulenberechnung ein einheitlicher Vorschlag auf Grund dieses Additionsgesetzes zusammengestellt worden, um ihn der Kritik der Fachwelt zu unterbreiten bzw. zu veranlassen, daß durch weitere ähnliche Versuche, wie sie im Heft XII der Berichte des österreichischen Ausschusses für Eisenbeton enthalten sind, die dargelegten Anschauungen eine Überprüfung erfahren. Einer diesbezüglichen Anregung wurde durch ein umfangreiches Versuchsprogramm seitens des holländischen Beton-Vereins bereits entsprochen, und in diesem Zusammenhange finden eine ganze Reihe von Säulenversuchen in verschiedenen Ländern, so in Ungarn[4]), und insbesondere veranlaßt durch den Deutschen Beton-Verein statt, so daß man auf eine baldige Klärung der Frage rechnen kann. Auch der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, beabsichtigt demnächst entsprechende Versuche zur Durchführung zu bringen. Hier soll nur versucht werden, eine übersichtliche Zusammenstellung der dabei in Betracht kommenden Regelung zu geben.

[1]) Berlin 1908, Wilh. Ernst & Sohn.
[2]) B. u. E. 1907, S. 101; 1908, S. 71 u. f.
[3]) Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen, S. 30, Berlin 1913, Wilh. Ernst & Sohn.
[4]) Siehe B. u. E. 1931, S. 241.

Wenn in der Folge von einer Stahlsäule mit einem Querschnitt F_e und einer Betonumhüllung mit einem Querschnitt F_b die Rede ist, so ist dabei zunächst an die Umhüllung einer selbsttragenden Stahlsäule gedacht, wobei diese Einbetonierung wenigstens gleich oder größer wie $10 F_e$ sein soll. Nachdem aber eine einfache Ausbetonierung einer Stahlsäule bereits die Vergrößerung der Abstände der Querverbindungen auf die doppelte Entfernung erlaubt, wie bei dem unbedeckten Stahl, und die letzten Versuche erwiesen haben, daß eine Stahlsäule innerhalb einer Umschnürung einer Querverbindung überhaupt nicht bedarf, so ergibt sich schließlich ein Grenzfall zu dem gewöhnlichen Eisenbeton, welcher sich von demselben nur dadurch unterscheidet, daß beim Eisenbeton die Bewehrung aus Rundeisen, hier aber die Bewehrung aus Winkeleisen oder ähnlichen Walzprofilen besteht.

Abb. 2a bis e. Verschiedene Ausführungsarten der Verbundstützen.

In den folgenden Formeln bedeutet σ_b die im Eisenbeton erlaubte Druckspannung des Betons und σ_e die im Stahlbau unter mittigem Druck erlaubte Druckspannung für Stahl.

Bei einer Anordnung nach Abb. 2a erfolgt die Berechnung nach den Regeln des Stahlbaues, ohne einen Zuschlag, welcher vom Beton herrührt, derselbe dient nur als Feuerschutz und zur Versteifung, die Abminderung der zulässigen Last durch Knickung erfolgt nach den Regeln des Eisenbetons.

Bei einer Anordnung nach Abb. 2b beträgt die zulässige Last

$$P_z = \sigma_e F_e + \sigma_b F_k'.$$

In ihrer Gleichung bedeutet F_k' den zwischen den Teilquerschnitten der Stahlsäule eingeschlossenen Betonquerschnitt.

Bei einer Anordnung wie in Abb. 2c mit einer entsprechend dichten Verbügelung (ein bisher versuchstechnisch nicht genügend untersuchtes Gebiet) oder wie in Abb. 2d mit einer leichten Umschnürung beträgt die zulässige Last

$$P_z = \sigma_e F_e + \sigma_b F_b.$$

Es kann also der Gesamtquerschnitt der Betonumhüllung herangezogen werden.

Bei einer Anordnung wie in Abb. 2e mit einer starken Umschnürung beträgt die zulässige Last

$$P_z = \sigma_e F_e + \sigma_b F_k + \gamma \sigma_u F_u.$$

In der obigen Gleichung ist bei St 37 $\gamma = 1{,}5$ einzusetzen und muß die Umschnürung $1 - 1{,}5\,\%$ ausmachen und aus gezogenem Draht bestehen.[5] Die Größe σ_u ist die zulässige Spannung des Umschnürungsdrahtes, welcher auf Längseisen umgerechnet den Querschnitt F_u hat. σ_u beträgt die Hälfte der Spannung an der Streckgrenze des Umschnürungsdrahtes, also bei gezogenem Draht 1650 kg/cm², in Zweifelsfällen der höhere Wert der beiden oben angeführten Gleichungen.

Weil die im Gange befindlichen Versuche sich in Deutschland hauptsächlich mit Rundeisenbewehrung befassen, erscheint eine Ergänzung dieser Versuche mit selbsttragenden Profilen mit Rücksicht auf die volkswirtschaftliche Bedeutung dieser Anordnung erwünscht.

[5]) Eine neue Versuchsserie des österr. Eisenbeton-Ausschusses mit $0{,}4 - 1{,}5\,\%$ Umschnürung ist in Arbeit.

Die Stahlskelettbauten eines Bürohauses bzw. Wohnhauses.

Von Dr.-Ing. **Béla Enyedi**, Budapest.

Die in der Werkstätte bereits fertiggestellten Stahlkonstruktionen eines Bürohauses wurden infolge Änderung des Bauprogramms zur Errichtung eines Wohnhauses ohne einen erwähnenswerten Aufwand an Material und Arbeit umgebaut; dies ist ein sicherer Beweis dafür, daß die Stahlskelettbauweise eine große Anpassungsfähigkeit besitzt.

In den ersten Tagen des Monats März 1930 kam nämlich der Allgemeine Konsumverein Budapest auf Grund eines rechtskräftigen Urteils in die Lage, seine bisherigen Büroräume am 1. August, d. h. in nicht ganz fünf Monaten, verlassen zu müssen. Ein entsprechendes Gebäude, das für den Verein und seine Tochterunternehmungen zu mieten geeignet wäre, war nicht zu finden; deshalb entschloß sich der Konsumverein, ein neues Bürohaus erbauen zu lassen.

Der Konsumverein erwarb sofort ein Grundstück, VIII. Mária-Terézia-Platz 16, und bereits Mitte März waren die beauftragten Architekten, Heinrich Böhm und Oberbaurat Hermann Hegedüs, mit dem Entwurf des vierstöckigen Bürohauses fertig geworden.

Zur Fertigstellung des Bürohauses standen aber im besten Falle vier Monate zur Verfügung, da die Vergebung der Bauarbeiten wenigstens zwei bis drei Wochen Zeit erforderte. Mit Rücksicht darauf, daß binnen einer so kurzen Zeit kein Ziegelhaus erbaut werden kann, hatten die Architekten die Stahlskelettbauweise vorgeschlagen. Es stand außer Zweifel, daß das Stahlskelett äußerst schnell fertiggestellt werden kann, und da solche Wand- und Deckensysteme gewählt wurden, die schnell und gleichzeitig gebaut werden können und wenig Wasser benötigen, war es auch sicher, daß genügend Zeit zur Fertigstellung der Gewerbearbeiten zur Verfügung stehen würde.

Der Bauherr war auch für die Stahlbauweise, obwohl bei dieser Gelegenheit in Ungarn zum ersten Male ein Stahlskelettbauwerk errichtet werden sollte. Er hatte aber eine unbedingte Forderung aufgestellt, daß das stählerne Bürohaus nicht teurer werden dürfe als ein Ziegelhaus. Aus diesem Grunde wurden verbindliche Angebote für beide Bauweisen eingeholt, und da es sich herausstellte, daß zwischen den Baukosten des Stahlskelett- und Ziegelhauses kein Unterschied bestand, hat sich der Bauherr für die Stahlbauweise entschieden. Unter diesen Umständen hat der Verein die großen Vorteile der modernsten Bauweise ohne jedweden Gegenwert erhalten. Die Wände sind nämlich in jedem Stockwerk von gleicher Stärke, die freie Nutzfläche ist daher bedeutend größer; es wird weniger Wasser in das Gebäude hineingetragen, daher trocknet es schneller aus; die Standsicherheit wird infolge des zusammenhängenden Skeletts gegen die Erschütterungen des Straßenverkehrs und Erdbeben größer usw.

Die Stahlkonstruktion wurde der Fabrik Ludwig Márkus und die Bauarbeiten der Baugesellschaft Planum übergeben. Als Ende April die Fundamente für die Stützen fertiggestellt waren und mit der Montage angefangen werden sollte, hat der Verein die Bauarbeiten einstellen lassen, weil er inzwischen mit dem Hausbesitzer vereinbart hatte, seine alten Büroräumlichkeiten weiter beizubehalten. Demzufolge bestand für die bis zur Montage fertiggestellte Stahlkonstruktion zunächst keine Verwendungsmöglichkeit, und der Bauherr war gezwungen, die Bauarbeiten in entsprechend abgeänderter Form fortzusetzen.

Es lag nahe, an Stelle des Bürohauses (Abb. 1) ein Wohnhaus zu erbauen, da die Wohnungsnot in Budapest noch immer sehr stark fühlbar ist. Um aber das Anlagekapital rentabel zu machen, war es unvermeidlich, das Wohnhaus mit sechs Stockwerken auszubauen.

Abb. 1. Grundriß des geplanten Bürohauses.

Das Umarbeiten des Grundrisses war nicht einfach. Die Architekten mußten einerseits die Stahlkonstruktionen beibehalten, anderseits aber war es unbedingt erforderlich, in dem ganzen Hause hauptsächlich solche Kleinwohnungen (mit einem oder zwei Zimmern, höchstens mit drei Zimmern) unterzubringen, welche modernste Anordnungen und Einrichtungen aufweisen.

Die Lösung des neuen Grundrisses ist in jeder Beziehung gelungen (Abb. 2). Die Einteilung der einzelnen Wohnungen, und zwar im ersten und zweiten Stock je zwei, eine und drei Wohnungen mit drei, zwei bzw. einem Zimmer und im dritten bis sechsten Stock je vier und zwei

Abb. 2. Grundriß des Wohnhauses.

Abb. 3. Stützenstellung und Trägerlage.

Abb. 4. Querschnitt der geplanten Bürohausdecke und ausgeführten Dachkonstruktion.

Abb. 5. Querschnitt der ausgeführten Deckenkonstruktion.

Wohnungen mit zwei bzw. einem Zimmer, entsprach vollkommen den Bedingungen des Bauherrn; dabei sind die Stützenstellungen unverändert geblieben. Damit wurden die bereits auf bestimmte Längen zugeschnittenen Deckenträger auch für das Wohnhaus verwendbar (Abb. 3). Der Grundriß des Wohnhauses wurde größer als der des Bürohauses, daher waren die Stützen entsprechend zu vermehren, und infolge der weiteren zwei Stockwerke mußten die bereits fertiggestellten Stützen auch verlängert werden. Da bei dem Bürohaus später noch ein fünftes Stockwerk vorgesehen und die Nutzbelastung sämtlicher Decken bei dem Bürohaus 300, dagegen bei dem Wohnhaus 250 kg/m² war, konnte auch von einer Verstärkung der Stützenquerschnitte abgesehen werden.

Der Umbau der Stahlkonstruktion hat sich daher nur auf die Verlängerung der Stützen beschränkt. Die Neueinteilung der Unterzüge und Deckenträger war dadurch erschwert, daß die Decken bei dem Bürohaus für Kieselgurhohlsteine entworfen waren (Abb. 4), die eine Trägerentfernung von 1,20 m verlangten, während die Decken des Wohnhauses als Eisenbetonplatten zwischen Stahlträgern ausgeführt wurden. Diese in Ungarn sehr beliebte Deckenkonstruktion (Abb. 5) wird bei etwa 2 m Trägerentfernung wirtschaftlich. Die Trägereinteilung mußte infolgedessen geändert werden; es war aber nicht mehr möglich, jeden Deckenträger überall voll auszunutzen, obwohl der größere Grundriß des Wohnhauses und die größere Anzahl der Decken die Neueinteilung der Deckenträger wesentlich erleichtert hatte. In dem vorderen Trakt wurden in einigen Decken die Trägerentfernungen von 1,20 m beibehalten, während sie an allen übrigen Stellen wirtschaftlichen Gesichtspunkten angepaßt wurden.

Abb. 7. Verbindung zwischen Stütze und Unterzug.

Abb. 8. Ungarische Deckenträger-Spezialprofile.

Wäre dies überall durchgeführt worden, dann hätte sich eine Gewichtsersparnis von 2000 kg ergeben, etwa 2 % des Gesamtgewichts der Deckenträger im Betrage von 107 500 kg. Dies ist wieder ein Beweis dafür, daß die Stahlbauweise sich auch einer grundlegenden Umänderung auf die einfachste, leichteste und billigste Weise anpassen kann.

Die Einzelheiten der Stahlkonstruktion weisen nichts Besonderes auf. Die Stützen (Abb. 6) sind ausnahmslos aus ⊐⊏-Profilen gebildet, die in der Höhe einer jeden zweiten Decke mittels einfacher Laschen verlängert werden. Die Stützenfüße haben eine altbewährte Konstruktion, die Unterzüge schließen sich an die Stützen derart an (Abb. 7), daß sie an ihrem Auflager auch ein geringes Biegemoment aufnehmen können. Es wurde als ein großer Vorteil der Stahlskelettbauweise betrachtet, daß die ganze Konstruktion nur solche Einzelheiten aufweist, die schon jahrzehntelang erprobt sind, weshalb diese Baumethode nicht als ein Versuch aufgefaßt werden darf.

Abb. 6. Stütze.

Die statische Berechnung ist auf Grund der behördlichen Vorschriften durchgeführt. Die Deckenträger sind in der Ebene der Unterzüge eingebaut; die eingespannte Eisenbetonplatte und die Deckenträger bilden daher mit den Unterzügen zusammen ein vollkommen einheitliches System, das gegen seitliche Kräfte, besonders aber gegen den Winddruck große Widerstandsfähigkeit besitzt. Eben deshalb, weil die Decken eine besondere steife Konstruktion haben, war es möglich, die Verbindung der Unterzüge und Stützen nicht besonders biegungsfest auszubilden; es genügte, die Unterzüge oben mit einem gleichschenkligen Winkel anzuschließen. Durch diese einfache Einspannung können die Stützpunkte das auftretende kleine Biegemoment mit ausreichender Sicherheit aufnehmen.

Zu den Eisenbetondecken wurden Spezialträger 24b, c, d und e verwendet (Abb. 8), die nur in Ungarn gewalzt werden. Diese sind höher als die Normalträger, und ihre Stegdicke beträgt nur 6 mm. Ihre Verwendung bringt Ersparnisse an Stahlgewicht von 15 bis 18 %. Infolge ihrer geringen Stegdicken können diese Träger nur einbetoniert verwendet werden, weil das Ausknicken des Steges durch den Beton gründlich verhindert wird. Die statischen Angaben dieser Träger sind die folgenden:

Zeichen	Höhe	Flanschenbreite	Stegdicke	Flanschendicke	Querschn.-Fläche	Metergewicht	Trägheitsmoment	Querschn.-Modul
	mm				cm²	kg	cm⁴	cm³
24b	240	80	6	8	26,30	20,80	2284	190
24c	240	90	6	10	31,30	24,63	2915	242
24d	240	108	6	11	36,85	29,00	3637	303
24e	240	120	6	12	42,20	33,20	4250	354

Der Umbau der Stahlkonstruktionen wurde in der Werkstätte am 2. Juni angefangen, während die Montage an der Baustelle am 10. Juni begann. Am 17. Juni war bereits etwa die Hälfte der Montagearbeit beendet, während am 26. Juni das ganze Stahlskelett fertiggestellt war (Abb. 9).

Die Aufstellung des ganzen Stahlskeletts einschließlich Werkstättenarbeit nahm daher nicht einmal einen ganzen Monat in Anspruch. Die

Abb. 9. Das aufgestellte Stahlskelett.

kurze Bauzeit, einer der größten Vorteile der Stahlskelettbauweise, konnte man aber nicht ganz ausnutzen, weil für die sonstigen Bauarbeiten bis zum 1. November noch vier Monate zur Verfügung standen.

Die Decken sind als zwischen Stahlträgern gespannte Eisenbetonplatten (Abb. 5) und die Balkone als Kragträger aus Eisenbetonplatten ausgebildet; das Flachdach wurde als Kieselgur - Hohlsteindecke gebaut(Abb. 4). Die Spannweite der einzelnen Steine samt Randsteinen beträgt 1,20 m; um eine große Festigkeit zu erreichen, besitzen die Hohlsteine eine gewölbeartig geformte mittlere Platte, die den einzelnen Hohlsteinen eine so große Widerstandfähigkeit verleiht, daß sie bei einer Probebelastung unter einem Gewicht von 2400 kg/m² noch nicht gebrochen sind. Das Material ist derart leicht, daß das ganze Eigengewicht der Decke ohne Bodenbelag nicht mehr als 80 kg/m² beträgt; die entsprechend große Isolierfähigkeit gegen Wärme und Schall wurde nachgewiesen, so daß diese Decke auch für das Flachdach sehr vorteilhaft zu verwenden war.

Die Durchführung der Arbeit ist äußerst einfach. Das Gefälle wurde mit magerem Schlackenbeton hergestellt und die ganze Dachkonstruktion mit dreifacher Asphaltschicht gedeckt. Diese Dachkonstruktion hat sich gut bewährt, und sie wäre auch als Deckenkonstruktion vorteilhaft zu verwenden, wenn die Entfernung der Stahlträger wenigstens bis 1,50 m vergrößert und damit das Stahlgewicht je Quadratmeter Decke verringert werden könnte.

Die Außenmauern sind auf die Unterzüge gestellt, welche mit den Eisenbetonkonstruktionen der Decken verbunden sind. Die Maurerarbeiten wurden daher erst nach Fertigstellung der Decken angefangen. Sämtliche Außenwände sind aus Kieselgurhohlsteinen gemauert; zwischen drei bis vier Steinschichten wird immer eine waagerecht liegende Kieselgurplatte eingefügt, welche die senkrechtstehenden Hohlräume unterbricht und dadurch eine bessere Isolierung gegen Wärme- und Schallwirkungen bewirkt. Die Hohlräume für die Stahlstützen sind nachträglich mit einem leichten Bimsbeton ausgefüllt, womit das Stahlmaterial gegen Rost und Feuersgefahr gesichert ist (Abb. 10).

Die Kellermauern sind in gebrannten Ziegelsteinen ausgeführt, aber die Stahlstützen wurden auch im Keller der besseren Isolierung wegen mit einer Kieselgurplatte verkleidet und die Hohlräume mit Bimsbeton ausgefüllt.

Die einzelnen Hohlsteine sind 50 cm lang, 25 cm breit und hoch; diese Abmessungen sind sehr praktisch, und daher geht die Arbeit sehr einfach und leicht vonstatten. Der gute Anschluß an den Fenster- und Türöffnungen ist mit besonderen Formsteinen gesichert. Die Versetzung und die Befestigung der verschiedenen Kunststeinrahmen bereitete keine Schwierigkeiten (Abb. 10).

Die Wände im Erdgeschoß wurden zuletzt fertiggestellt, weil sie mit Kunststeinplatten verkleidet wurden.

Abb. 10. Grundriß der Außenwände.

Abb. 11. Das fertiggestellte Wohnhaus.

Das Eigengewicht der Hohlwand aus Kieselgur ohne Putz beträgt nur 80 kg/m² und ermöglicht, daß die Stahlkonstruktion leicht gehalten werden kann.

Zur Durchführung der Bauarbeiten war eigentlich kein Baugerüst nötig, und ein Hängegerüst hätte gute Dienste leisten können. Da aber in Ungarn bisher keine ähnlichen Bauwerke ausgeführt wurden, besaß hier niemand diese einfache und zweckentsprechende Ausrüstung. Daher hat die Bauunternehmung ein ganz leichtes Holzgerüst aufstellen lassen, welches für einen Aufzug und für die Fassadenarbeit usw. gedient hat. Besonders in unserem holzarmen Lande besitzt die Stahlskelettbauweise eine besondere Wichtigkeit, weil bei dem Aufbau eines 25 m hohen Baugerüstes viel Holz verbraucht wird.

Die Fassade ist einfach gehalten; das Gebäude wurde oben mit einem Kunststeingesims abgeschlossen; soweit die Außenwand nicht mit Kunststeinplatten verkleidet ist, wurde Edelputz angewendet (Abb. 11).

Der Grundriß des ganzen Wohnhauses beträgt 597 m², und der umbaute Raum hat eine Größe von 16 170 m³; da die ganze Stahlkonstruktion (Stützen, Unterzüge, Deckenträger, Auswechslungen usw.) zusammen nur 185 000 kg wiegt, wurde je Kubikmeter umbauten Raums nur 11,50 kg Stahlmaterial benötigt.

Dieses Gebäude ist als das erste ungarische Stahlskelettbauwerk zu betrachten. Zwar wurden auch bisher zahlreiche Häuser erbaut, bei welchen die Hauptwände in Stützen und Ausfüllungsmauern aufgelöst waren; aber bei diesen älteren Bauten war einerseits das Skelett nicht als eine systematisch zusammenhängende, einheitliche Konstruktion aufgebaut, und anderseits waren auch die Mauern zum Tragen der Lasten einbezogen.

Bei dem Entwurf dieses Wohnhauses wollte man der einzig und allein richtigen Grundregel folgen, wonach überall und immer die in technischer und wirtschaftlicher Beziehung geeignetsten Materialien und Konstruktionen zu verwenden sind; neben den Vorteilen der Stahlskelettbauweise wurden daher auch die Vorteile der Eisenbetondecken voll ausgenutzt, die besonders durch die ausschließliche Verwendung unseres Tonerdezements zur Geltung kamen.

Eine Stahlskelett-Großgarage in Berlin-Witzleben.

Der Garagenneubau der Delta-Garagen-Betriebs-G. m. b. H. Berlin in Berlin-Witzleben, in unmittelbarer Nähe der Ausstellungshallen am Kaiserdamm, wurde als fünfgeschossige Großgarage (Kellergeschoß, Erdgeschoß und drei obere Stockwerke) geplant. Hiervon ist jetzt der 1. Bauabschnitt, d. h. das Keller- und das Erdgeschoß an der Rognitzstraße sowie ein Turmbau, fertiggestellt. Dieser Turm, der zur Zeit mit seiner Seitenfläche als Träger der Lichtreklameschrift dient, wird später das Treppenhaus des höher zu führenden Gebäudes aufnehmen.

Die Garage ist auf einem unregelmäßigen Eckgrundstück errichtet, das von der Rognitz-, der Fredericia- und der Stülpnagelstraße eingefaßt wird, und das, wie der Grundriß (Abb. 1) zeigt, weit umfangreicher ist, als die Frontansicht (Abb. 2) vermuten läßt.

Die beiden schematischen Schnittzeichnungen (Abb. 3), nämlich der West-Ost-Schnitt durch die Einfahrt Stülpnagelstraße und der Süd-Nord-Schnitt durch die Einfahrt Fredericiastraße, lassen in Verbindung mit dem Grundriß deutlich die wesentlichen Einzelheiten der Anlage erkennen. Danach gelangt man in das Keller- und Erdgeschoß mit mäßigem Gefälle bzw. mit mäßiger Steigung. Da die Fredericia- und Stülpnagelstraße 4,5 m höher liegen als die Rognitzstraße, so wird man später von dort aus auch die oberen Stockwerke mit schwach ansteigenden Rampen erreichen können.

Die Sammelgaragen und Boxen gewähren gegenwärtig Platz für 250 bis 300 Wagen. Nach Vollendung des Hochbaues wird die Anlage etwa 600 Wagen aufnehmen können.

Die drei je 9 m breiten Rampenstraßen sind durch automatisch schließende Türen feuersicher getrennt. Im Falle eines Brandes können also die einzelnen Abteilungen so abgeschlossen werden, daß die übrigen nicht gefährdet sind. Die Wendeltreppen ermöglichen in jedem Fall eine

Abb. 3. Querschnitt.

Abb. 1. Grundriß.

Rettung. Außerdem sind Schlüpftüren zur Tankstelle über die Terrassen und Treppenhäuser vorgesehen. Jedes Geschoß hat zwei Waschräume, die mit Lattenrosten versehen sind.

Die gesamte Anlage ist als reiner Stahlskelettbau geplant und der 1. Bauabschnitt als solcher ausgeführt worden (Abb. 4). Lieferung und Montage der Stahlskelettkonstruktion erfolgten durch die Firma **Steffens & Nölle Aktiengesellschaft**, Berlin-Tempelhof. Der Gesamtstahlverbrauch für den 1. Bauabschnitt beträgt 400 t. Als Füllbaustoff wurde Ziegel und zur Verkleidung elfenbeinfarben glasierte Kacheln verwendet.

Das verhältnismäßig große Gewicht der Stahlkonstruktion ist darauf zurückzuführen, daß die Stützen vorgesehen sind für eine Aufstockung von drei weiteren Garagengeschossen und einer darüberliegenden Tennishalle.

Vor Beginn der Bauausführung wurde eine Vergleichsberechnung aufgestellt für die Ausführung in Eisenbeton und eine solche in Stahlkonstruktion. Dabei ergab sich, daß die Preise der Bauausführungen ungefähr gleich hoch waren. Der Bauherr entschied sich jedoch für die Ausführung in Stahlkonstruktion, weil bei der Überspannung der sehr breiten Fahrstraßen (9 m) die Eisenbetonunterzüge eine zu große Höhe erfordert hätten, so daß die Rampenanlagen steiler ausgefallen wären, als es für den Normalbetrieb zweckmäßig ist. Es ergab sich für jedes Stockwerk eine Höhenersparnis von etwa 20 cm.

Die Windaussteifung des Gebäudes geschah in folgender Weise:

1. senkrecht zur Straßenfront (Rognitzstraße) durch die beiden Giebelwände und durch die im Innern des Gebäudes liegenden beiden Brandmauern;
2. parallel zur Straßenfront durch die Rückwand des Gebäudes und durch zwei senkrechte Verbände, die in den Boxen-Trennwänden liegen.

Da in der Garage nur Personenwagen untergebracht werden sollen, sind die Decken für die entsprechenden Nutzlasten (400 kg/m² bzw. für eine Radlast von 750 kg) berechnet.

Abb. 4. Montageaufnahme.

Abb. 2. Frontansicht mit Turm.

Im übrigen ist die Garage neuzeitlichen Anforderungen entsprechend eingerichtet. Vorhanden sind mehrere Hebebühnen und Kompressoranlagen, sowie Tankstellen, elektrisch betriebene Benzinpumpen und die erste geeichte Stempel-Ölfontäne (Ölzapfstelle).

An der Fredericia- und Stülpnagelstraße werden je ein fünfgeschossiges Apartmenthaus mit Einfahrten zur Großgarage gebaut. Nach Beendigung dieses Bauabschnittes werden hier nur die Einfahrten und an der Rognitzstraße nur die Ausfahrten sein.

Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des Architekten Rudolf Maté, Berlin. Die statische Berechnung ist aufgestellt von Zivilingenieur Fritz Hentschke, Berlin-Schmargendorf.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 21. August 1931 | Heft 17

Das stählerne Kesselhaus im Großkraftwerk West der Berliner Städtische Elektrizitäts-Werke A.-G.

Von Baurat Dr.-Ing. ehr. **Karl Bernhard**, Berlin.

I. Zweck des Bauwerks.

In den Jahren 1929 und 1930 ist das Berliner Großkraftwerk West mit einer Turbinenleistung von 228 000 kW auf städtischem Gelände an der Spree im Westen Berlins zwischen Siemensstadt und Spandau errichtet. Die dreieckige Gestalt des Grundstückes mit der unregelmäßigen und sehr tiefen Lage des Baugrundes (s. Z. d. VdI 1931, S. 255) erforderte eine gedrängte Bauart. Das Kesselhaus wurde parallel zum Maschinenhaus (Abb. 1) aufgestellt und das Verhältnis der Kessel zur Maschinengröße so gewählt, daß Kessel- und Maschinenhaus nahezu gleiche Länge erhielten und zu einem Block zusammengefaßt werden konnten, der auch den Speisepumpenraum enthält. Auf der einen Seite schließen sich daran die Warte, die Transformatorenräume und das 30 kV-Haus, auf der anderen die elektrische Eigenbedarfsanlage. Die Kohle für das neue Werk und zugleich auch für andere Werke der Bewag kann auf dem Bahn- und auf dem Wasserwege herangebracht werden. Das Lager faßt 30 000 t und wird durch 10 m hohe Schutzwände umgeben (Abb. 2 u. 3). Der Hafen hierfür ist mit stählernen Bohlwänden (Larssen) umschlossen. Fahrbare Greiferkrane, Förderbänder sowie ein Schrägbandaufzug (Abb. 3, rechts) dienen den vielseitigen Anforderungen zur Bewegung der Kohle vom Schiff bzw. von der Eisenbahn zum Lager und zum Kesselhaus.

Abb. 1. Lageplan.

Acht Hochleistungskessel mit je 2400 m² Heizfläche bilden den Hauptinhalt des Kesselhauses. Luftvorwärmer (bis 300°) und die Unterschubfeuerung nach der amerikanischen Bauart Tayler-Stocker sind Besonderheiten der maschinentechnischen Anlage, welche dabei für die Gestaltung des Kesselhauses grundlegend waren, ebenso wie die Kohlenzuführung durch Schurren von den Bunkern in die Kessel und die Schlackenabführung aus Trichtern unter den Kesseln nach Passieren von Brecherwalzen in die am Hafen gelegene Aschengrube. Besonders kommt aber hierbei noch in Betracht, daß die 110 m hohen Schornsteine von rund 6 m lichtem Durchmesser aus Eisenbetongerippe mit Ausmauerung durch säurefeste Steine oben auf dem First des stählernen Kesselhauses stehen.

Abb. 3. Querschnitt durch den Außenkohlenbunker.

Nach vorstehendem kurzen allgemeinen Hinweis auf die Betriebseinrichtungen und Anordnung der Gebäude sei nunmehr näher auf die baulichen Einzelheiten eingegangen, soweit sie den Stahlbau betreffen. Während für die umfangreichen Gründungen und die Unterbauten im wesentlichen Eisenbetonkonstruktionen (20 000 m Betonpfahlrammung, 55 000 m³ Beton mit 2100 t Bewehrungseisen) durchgeführt sind, ist das Skelett aller Gebäude aus Stahl gebildet wegen der weitestgehenden Anforderungen an Raum für den Betrieb und Zeit für die Bauausführung. Von den 13 000 t Stahlbau für das neue Westwerk hat das Kesselhaus allein 8000 t erfordert, dessen eingehende Darstellung Gegenstand der vorliegenden Veröffentlichung bildet. Es soll damit die Lösung einer Aufgabe vorgeführt werden, die kaum in anderer Bauart unter den gegebenen Verhältnissen so einwandfrei hätte geleistet werden können.

Abb. 2. Außenkohlenbunker des Kraftwerkes; 150 m lang, 50 m breit.

Abb. 4. Dachgrundriß, Längs- und Querschnitt des Kesselhauses.

b = Speisewasserbehälter. c = Kohlenbunker. d = Kesselträger. e = Kastenträger.

II. Gestaltung des Bauwerks.

Äußere Kräfte und allgemeine Anordnung des Tragwerks.

Das Kesselhaus (Abb. 4) in blockweisem Zusammenhang mit dem Maschinenhaus gestattete innerhalb der Gesamtgruppierung des Kraftwerks keinen Platz für Schornsteine. Für je vier Kessel sind deshalb die Schornsteine oben auf dem Dachfirst errichtet, wodurch auch eine gedrängte Bauweise mit höchst einfacher Fuchs- und Rohrleitungsführung entstanden ist. Gegenüber dem Kraftwerk Klingenberg, wo das Kesselhaus 31 m hoch ist, mit stählernen Schornsteinen von 39 m Höhe, muß das Kesselhaus im Kraftwerk West mit 46 m Höhe und darauf stehenden 64 m hohen Eisenbetonschornsteinen deshalb als ein Bauwerk bezeichnet werden, das einzig in seiner Art ist.

Mit einer Gesamtbreite von 32,6 m und einer Länge von 90,6 m enthält das Kesselhaus vier Hauptgeschosse (Abb. 4 u. 5). Das Erdgeschoß, durch die Heizerstandbühne nochmals unterteilt, enthält als Hauptlasten die untere Unterstützung

Abb. 5. Querschnitt durch das Kesselhaus mit Anbauten.

Abb. 6.
Ansicht des Kesselhauses von Süden.

für die Kessel, das zweite Geschoß die obere Kesselunterstützung sowie die Kohlenbunker und die Lufterhitzer, das dritte die Unterwindlüfter und Speisewasserbehälter. Im Dachgeschoß sind die Aschenbunker, Aschenkessel, Kühlwasserbehälter und Filteranlagen eingebaut. Da die Elektro-Filteranlage erst später eingebaut werden soll, enthält die Dachdecke große Öffnungen, durch die man Filter mittels eines auf dem Dache fahrbaren Kranes in das obere Geschoß bringen kann. Dann ist ganz oben noch eine durchgehende Lüftungslaterne angeordnet, in der sich weitere Wasserbehälter befinden und deren Außenwände Jalousien enthalten. Nur die untere Heizerstandbühne hat massive Decken, alle übrigen Bühnendecken sind mit TZ-Rosten abgedeckt, um eine gute Durchlüftung des ganzen Kesselhauses zu erzielen. Die Dachdeckung besteht aus einer Leichtsteindecke mit Kupferplattenbelag auf Dachpappe.

Abb. 8. Abb. 9.
Abb. 8 u. 9. Querschnitte durch den Schornstein.
a = Eisenbetonschemel für das Rahmenfachwerk. b = Pfosten des Rahmenfachwerkes. c = Ringe des Rahmenfachwerkes.

Abb. 7. Ansicht und Schnitt des Schornsteins.

Die gesamte Tragkonstruktion ist aus Stahl und wird von glatten gemauerten Außenwänden umschlossen, welche aus einer inneren 12 cm dicken Stahlskelettwand und davor einer 12 cm dicken Außenwand aus Verblendklinkern mit 6 cm Luftisolierung zwischen beiden bestehen. Diese Anordnung macht allerdings das gesamte Tragwerk von außen unsichtbar, erzeugt aber eine wirkungsvolle, kräftige Blockarchitektur, die als „sachlich" bezeichnet wird, was wohl besonders bezüglich des Wetterschutzes des Stahltragwerkes mit seinem Inhalt zutrifft (Abb. 6).

Das Haupttragwerk aus Stahl ist dreischiffig gestaltet, derart, daß von dem 7 m breiten Mittelschiff aus die in den beiden Seitenschiffen von je 12,5 m Breite stehenden Kessel bedient und beschickt werden können. Es wird entsprechend den Hauptgeschoßabteilungen aus vier gelenkig aufeinandergesetzten Tragwerken in den Seitenschiffen gebildet, und zwar in der Querrichtung aus Winkelrahmen mit Pendelstützen, die das Mittelschiff begrenzen (Abb. 4). Je zwei einander gegenüberliegende Winkelrahmen sind im Mittelschiff in jedem Geschoß durch gelenkig angeschlossene Zwischenriegel verbunden, welche die Windkräfte auf beide Rahmen übertragen. Dieses System ist also einfach statisch unbestimmt. Die Pendelstützen sind aus praktischen Gründen durch alle Stockwerke ohne Unterbrechung durchgeführt. Beide Rahmenhälften werden gleichzeitig zur Windaufnahme herangezogen. Über die statischen Eigenarten und den Einfluß etwaiger Stützensenkungen wird weiter unten die Rede sein.

In der Längsrichtung sind ebenfalls aufeinandergesetzte Dreigelenkrahmen vor jeder Giebelwand angeordnet (Abb. 4). Jeder hat den Winddruck auf den Giebel allein aufzunehmen, und zwar mittels waagerechter Träger unter der Dachhaut und unter jeder Geschoßdecke; außerdem sind unter der Dachhaut in den Schornsteinfeldern noch Windverbände vorhanden (Abb. 4). Das gesamte Bauwerk besteht aus zwei gleichen Teilen mit einer Dehnungsfuge in der Gebäudemitte, um die Temperaturdehnungen frei zu ermöglichen. Jede Gebäudehälfte ist infolgedessen für sich standsicher und betriebsfähig ausgebildet. Besondere Kesselträger nehmen die Kessellasten auf und übertragen sie an Unterzüge der Heizerstandbühne. Die Haupttragwände stehen in der Längsrichtung 15,5 m voneinander ab, um den erforderlichen freien Platz für die dazwischen aufzubauenden Kessel herzugeben, während die beiden Tragwerke, zwischen denen die Schornsteine für vier Kessel angeordnet sind, nur etwa den halben — 7 m — Abstand haben.

Die auf dem First des Kesselhauses stehenden Schornsteine (Abb. 7, 8 u. 9) übertragen ihre Lasten auf je vier im Quadrat von 7 m Seitenlänge stehende Mittelstützen der Kesselhauskonstruktion.

Von der Ausführung stählerner Schornsteine wie beim Kraftwerk Klingenberg hat man Abstand genommen. Als Folge einer nötigenfalls später einzubauenden Nassentaschung erschien es nämlich möglich, daß Rauchgase nach außen austreten. Außerdem sollte eine Hitzebeständigkeit bis 410° vorhanden sein. Eine von Hand auszuführende Verbleiung der Innenfläche eines stählernen Schornsteines bot keine genügende Sicherheit in bezug auf Dichtigkeit und Hitzebeständigkeit, so daß eine Ausfütterung unerläßlich gewesen wäre, wodurch Gewicht, Kosten und auch die Ausführungsfrist zu groß geworden wären. Mit Rücksicht auf die der Dringlichkeit wegen bereits in Ausführung begriffene Stahlkonstruktion des Kesselhauses durften nach den dabei zugrunde gelegten statischen Erwägungen das Eigengewicht des Schornsteines 1500 t und der waagerechte Schub am Dachfirst des Kesselhauses 67 t keinesfalls überschreiten. Aus diesem Grunde kamen Ziegel- und auch Klinkerschornsteine nicht in Frage, auch volle Eisenbetonschornsteine deshalb nicht, weil die Rauchgaswäsche schweflige Säure entstehen läßt, die den Beton zerstört. Dabei treten aber noch als besondere Forderung hinzu: Fernhaltung der Säure vom Beton und leichte Überwachbarkeit von außen. So ist als Tragwerk der aufsteigenden Schornsteinsäule ein Eisenbetongerippe als räumliches Rahmenfachwerk von 57,75 m Höhe angeordnet worden. Dieses Fachwerk besteht aus acht Eisenbetonpfosten, die durch 21 waagerechte Ringe miteinander steif verbunden sind, derart, daß quadratische Felder von 2,75 m Seitenlänge entstehen, die außen mit Klinkerplatten ausgemauert sind. Das Schornsteintragwerk aus Eisenbeton wurde in Bauxit-Zement mit Kies und Splittzusatz ausgeführt, der bereits nach 24 Stunden eine Festigkeit von 400 kg/cm² aufweist und deshalb eine Beanspruchung bei Wind und ständigen Lasten von 60/1200 kg/cm² zuläßt. Statisch ist das Schornsteintragwerk als ein geschlossener, in der Fläche eines Zylindermantels liegender Stockwerkrahmen betrachtet und für die Windbelastung ersetzt durch zwei ebene Stockwerkrahmen, welche durch Schnitt des Zylinders in der senkrechten Symmetrieebene und Abwicklung in den parallel zum Schnitt liegenden Ebenen entstanden sind.

Abb. 10. Statisches System und Belastungsschema des Kesselhauses.

Die aus der tatsächlichen Krümmung der Rahmenebene entstehenden Zusatzkräfte werden von den Ringen aufgenommen.

Um nun die Lasten der im Achteck stehenden, zu einem Rahmenfachwerk verbundenen Schornsteinpfosten aus Eisenbeton auf die vier inneren Stahlstützen des Kesselhauses einwandfrei zu übertragen, ist dort ein vierfüßiger 4 m hoher Eisenbetonschemel in Höhe der Kesselhauslaterne nach Angabe des Verfassers eingeschaltet, dessen Fußpunkte genau über den vier Kesselhaus-Mittelstützen zentrisch angeordnet sind (Abb. 11) und die senkrechten Lasten durch Stahlplattenlager übertragen, während die waagerechten Kräfte durch Schuhe in den Ecken des waagerechten Rahmens an der Spitze dieser Kesselhausstützen in die Kesselhauskonstruktion nach unten abgeleitet werden. Bei der Neuheit der Schornsteinbauart und der Eigenart einer solchen Konstruktion auf dem First des stählernen Kesselhauses ist noch als besonderer Sicherheitsüberschuß gegen stärkere Windkräfte eine Zugverankerung des Schemels mit den vier Mittelstützen (Abb. 11) vorhanden, ferner ist die Annahme gemacht, daß die Schwerlinie des Schornsteines nicht genau mit der Schwerlinie der vier Stahlstützen zusammenfällt, so daß eine exzentrische Verteilung der senkrechten Lasten eintreten kann.

Über dem Gebläse der Kessel befinden sich im obersten Stockwerk die Rauchkanäle, die aus den vier Kesseln zum Schornstein führen und so ausgebildet sind, daß auch die Last der späteren Elektro-Filteranlage von ihnen aufgenommen werden kann. Aus wärmetechnischen Gründen haben sie einen Mantel aus Stahlblech mit innerer Isolierung erhalten. Die hierfür ausgebildete Stahlkonstruktion der Füchse stützt sich wegen der allseitigen Ausdehnung auf 32 Kugellager. Unter den Schornsteinen befindet sich ein Sammelkessel in Form eines Trichters, dessen Mantel an den vier Stahlstützen hängt und in Verbindung mit dem Innenfutter des Schornsteines wie dieser ausgefüttert ist.

Da trotz sorgfältiger Fundierung bei den vorhandenen geologischen Verhältnissen des Baugrundes kleinere Unterschiede in der Stützensenkung nicht außerhalb der Möglichkeit liegen, ist für das Tragwerk der Grad der statischen Unbestimmtheit so klein wie möglich gemacht. Andererseits konnte es der Platzersparnis zwischen den Kesselgruppen wegen nur einwandig ausgebildet werden; dies bedingte wieder eine Verteilung der Windkräfte in der Querrichtung auf beide Rahmenhälften.

Abb. 10 zeigt das System, wie es der statischen Berechnung zugrunde gelegt ist.

Jedes Stockwerk ist in sich einfach statisch unbestimmt. Jeder Geschoßrahmen gibt seine Lasten an den darunterliegenden Rahmen durch Fußgelenke ab. Das unterste Geschoß ist ungefähr in halber Höhe durch gelenkig angeschlossen gedachte Zwischenriegel unterteilt, welche die Lasten der Kessel auf die Stiele übertragen. Auf die Haupttragwände stützen sich die Träger und Unterzüge der Bühnen in den einzelnen Geschossen, auf die wiederum die Lasten der Zwischenbühnen, Umgänge und mittleren Treppenhäuser abgestützt oder an sie angehängt sind.

Durch diese Aufteilung ergab sich für die Berechnung zuerst die Ermittlung der Bühnenträger, aus denen die der senkrechten Lasten für die Rahmenkonstruktion folgte, wie sie in Abb. 10 übersichtlich dargestellt ist. In diesem Schema sind die Lasten für das meist belastete Rahmensystem unter dem Schornstein angegeben. Die Bühnenlasten sind hier der Vereinfachung halber als gleichmäßig verteilt angenommen, während bei der endgültigen Durchrechnung noch weitere Einzellasten berücksichtigt wurden. Die Lasthöhen der senkrechten gleichmäßig verteilten Lasten sind verhältnisgleich zueinander aufgetragen, so daß man ein anschauliches Bild ihrer Größe erhält. Die Windkräfte sind nach den amtlichen Bestimmungen so eingesetzt, daß die Einheitsbelastung in jedem Geschoß gleich bleibt. Für den Schornstein sind die Windkräfte nach DIN 1056 ermittelt und einander verhältnisgleich rechts in Abb. 10 dargestellt.

Die bei den Außenstützen vorhandenen exzentrisch angreifenden Lasten ergeben sich aus der großen Breite der Stiele. Es wurde deshalb erforderlich, die Bühnenträger teilweise an der Seite des Profils anzuschließen, wodurch eine Exzentrizität in bezug auf die Mittelachse entstand. Weiterhin mußte die Außenflucht aller Rahmen in einer lotrechten Ebene liegen. Da nun die Stützenbreite nach oben abnimmt, ergibt sich ein Wandern der Achse der Stütze nach außen, wodurch die Auflagerkräfte der Rahmen auf die darunterliegenden exzentrisch ein-

Abb. 11. Querrahmen in Reihe III, IV, VII und VIII im Dachgeschoß.

Abb. 12. Querrahmen in Reihe III, IV, VII und VIII im Erdgeschoß.

Abb. 13. Eckrahmen im Erdgeschoß.

Abb. 14. Montagekran und dessen Aufstellungsvorgang.

wirken. Die Größe dieser Exzentrizitäten, die bei der Rahmenberechnung voll berücksichtigt wurden, sowie anderer außermittiger Belastungen zeigt Abb. 10.

In der Längsrichtung sind an den Giebelwänden je vier Winkelrahmen in jedem Geschoß vorgesehen. Das unterste Geschoß wurde in Höhe der Zwischenriegel in zwei Winkelrahmen aufgelöst.

Diese Anordnung erfüllt die gestellten Bedingungen am weitesten und ist vor allem gegen Stützensenkungen ziemlich unempfindlich, so daß mit Berücksichtigung der dadurch entstehenden Spannungen überall einwandige Konstruktionen durchgeführt werden konnten. Nur für die Mittelstützen wurden quadratische Kastenquerschnitte angeordnet.

Konstruktiv wurden die statischen Lagerungsbedingungen bis auf die Gelenke der Mittelstützen streng durchgeführt. Die einwandigen Rahmenriegel wurden in die doppelwandigen Mittelstützen hineingeführt und dort mit dem mittleren Verbindungsriegel durch eine besondere Auflagerplatte gelenkig aufgelagert und mit diesem zug- und druckfest verbunden. Die Fußpunkte der Außenstützen der einzelnen Stockwerkrahmen wurden, wie Abb. 4, 11, 12 u. 13 zeigen, vollkommen als Gelenk ausgebildet. Nur die Ausbildung der Gelenke der Mittelstützen erschien statisch nicht erforderlich und auch mit Rücksicht darauf, daß auf diesen Stützen die hohen Lasten aus den Schornsteinen ruhen. Deshalb wurde hier auf die Gelenke verzichtet, obwohl sie in der Berechnung als solche angenommen sind. Die hierdurch entstehenden Nebenspannungen wurden nicht genau berechnet, da der Einfluß auf die Rahmen infolge des bedeutend kleineren Trägheitsmomentes der Stiele gering ist. Der Einfluß auf die Mittelstützen selbst wurde durch Zuschläge bei der Bemessung berücksichtigt, da bei der geringen Bau- und Entwurfszeit alle theoretischen Weitläufigkeiten streng vermieden werden mußten.

Zur gelenkigen, statisch einwandfreien Überleitung der sehr großen Stützenlasten (s. Schema in Abb. 10) auf die Betonfundamente dienten kreuzweise gelegte Trägerroste (Abb. 4), die nach dem Ausrichten der Stahlkonstruktion einbetoniert wurden.

Am Nord- und Südgiebel befindet sich außerhalb des Kesselhauses je ein Treppenhaus (Abb. 4), das den Wind in der Querrichtung einerseits an die Giebelwand, anderseits an einen senkrechten Windträger in der Treppenhauswand abgibt. Dieser ist als Fachwerkträger so ausgebildet, daß die Füllstäbe die erforderlichen Öffnungen der Wand nicht stören.

Um sich ein klares Bild machen zu können, welchen Einfluß etwa auftretende Stützensenkungen auf die Materialbeanspruchung hervorrufen, wurden die Spannungen infolge einer Senkung der Mittelstützen um 2 cm und um 5 cm für die Stiele und Riegel der Stockwerkrahmen ermittelt. Für das unterste Geschoß wurden außerdem noch die aus einer Temperaturänderung von + 25° gegenüber der angenommenen Montagetemperatur von + 10° herrührenden Spannungen berechnet. In den oberen Stockwerken hat eine Temperaturerhöhung auf die einzelnen Rahmensysteme keinen Einfluß, da eine allseitige Ausdehnung ungehindert stattfinden kann.

Es ergeben sich beispielsweise in den Rahmensystemen III, IV, VII, VIII (Abb. 4, Grundriß) die nachstehend zusammengestellten Höchstbeanspruchungen einschließlich der Beanspruchungen aus Wind, den Stützensenkungen und der Temperaturänderung von + 25 °.

Aus der Zusammenstellung ist zu ersehen, daß bei einer gleichzeitigen Senkung der beiden Mittelstützen um 2 cm eine den Bestand des Gebäudes gefährdende Beanspruchung nicht auftritt und selbst bei einer ganz unwahrscheinlichen Stützensenkung von 5 cm die Streckgrenze des Materials nicht überschritten wird.

Geschoß	Senkung der beiden Mittelstützen um	Höchstbeanspruchung	
		Stiel t/cm²	Riegel t/cm²
Dachgeschoß	2 cm	1,571	1,523
	5 „	1,941	1,913
III. Geschoß	2 „	1,650	1,420
	5 „	2,185	2,050
II. Geschoß	2 „	1,584	1,611
	5 „	1,996	2,166
Erdgeschoß	2 „	1,575	1,880
	5 „	1,955	2,520
	und Temperaturänderung von + 25°		

Die während der einzelnen Bauzustände aufgetretenen Stützensenkungen sind später genau gemessen und werden auch jetzt nach Inbetriebnahme des Werkes in größeren Zeitabständen weiterverfolgt (s. Z. d. VdI 1931, S. 257). Sie bestätigen durchaus die vom Verfasser über die Bewegung des Baugrundes für die statische Berechnung gemachten Annahmen.

III. Einzelheiten der Stahlkonstruktion.

Winkelrahmen in der Quer- und Längsrichtung.

Die großen angreifenden Kräfte, besonders in den unteren Geschossen, erforderten erhebliche Bemessungen der einzelnen Bauteile. Der Raumersparnis und der einfacheren und schnelleren Ausführung wegen entschied man sich für einwandige Querschnitte. Außerdem durften wegen der sehr kurzen Baufristen nur gängige Walzprofile St 37 verwendet werden, und die zulässigen Spannungen waren demnach mit 1200 kg/cm² ohne und 1400 kg/cm² mit Wind zugrunde zu legen.

Der Halbmesser der Ecken durfte nur so groß gewählt werden, wie es die Raumansprüche des Betriebes gestatteten. Die Bemessung der Stiele und Riegel dieser Winkelrahmen erfolgte für das Moment am Beginn und Ende der Ausrundung, wo auch der Stoß mit dem Eckblech angeordnet wurde.

Die Ecken selbst mußten kräftig ausgebildet werden, wie es in den Abb. 11, 12 u. 13 gezeigt wird. Besonders war darauf Rücksicht zu nehmen, daß in der Ausrundung, wo nach der Theorie scharf gekrümmter Stäbe die größten Spannungen auftreten, genügend Querschnitt vorhanden ist, besonders im Stehblech, das an einzelnen Stellen durch fünf aufeinanderliegende Platten von je 19 mm Dicke hergestellt war. Mit dem Nietabstand in der Ausrundung mußte in den unteren Stockwerken, wo der für die Konstruktion zur Verfügung stehende Raum besonders knapp war, bis an die Grenze der Ausführbarkeit gegangen werden.

Der Stiel für alle Rahmen der oberen Stockwerke ist aus architektonischen Gründen nicht zum Fußgelenk zugespitzt worden, sondern es wurde auf ganzer Höhe die an der Ausrundung vorhandene Breite beibehalten. Durch aufgelegte Platten und kräftige Aussteifungswinkel (Abb. 4 u. 11) wurde jedoch dafür Sorge getragen, daß die Kräfte einwandfrei durch das Fußgelenk in den unteren Rahmen geleitet werden. Nur über dem Auflager am Fundament wurden die Rahmenstiele in charakteristischer Weise zugespitzt (Abb. 12 u. 13).

Die Rahmenstiele mußten für die großen Momente, die bei den Rahmen III, IV, VII und VIII im Erdgeschoß 810 tm betragen, in einer

Achsrichtung mit großem Widerstandsmoment konstruiert werden. Zur Aufnahme der senkrechten Lasten, die in den Rahmenstielen der Querreihen IV und VII im Erdgeschoß rund 1200 t betragen, waren besondere Vorkehrungen in Richtung des Stehbleches im allgemeinen nicht zu treffen; dagegen mußten zur Herstellung der Knicksicherheit rechtwinklig dazu die Riegel des Stahlskeletts der Umfassungswände herangezogen werden. Durch große Eckbleche (Abb. 12 u. 13) sind die Riegel mit dem Innengurt der Stiele verbunden, so daß dieser an den betreffenden Stellen als allseitig festgehalten angesehen werden kann. Die Riegel des Stahlskeletts sind für die so entstehenden Momente und Längskräfte bemessen.

Die Rahmenriegel sind in ähnlicher Weise ausgebildet. Durch zahlreiche und kräftige Aussteifungswinkel ist dafür gesorgt, daß die auftretenden Querkräfte vom Stehblech aufgenommen werden können. Die Rahmenecke, in welcher der Übergang aus dem fünffachen Stege in den einfachen stattfindet, ist in Abb. 12 besonders in Ansicht und Schnitt dargestellt.

Die Knicksicherheit der Gurte, die bei einzelnen Rahmen nicht durch anschließende Zwischenträger gehalten werden, wurde im wesentlichen durch Verwendung möglichst breiter Gurtplatten und teilweise auch durch auf die Gurtplatten aufgenietete Randwinkel erreicht.

Einen beachtenswerten Punkt bildet der gelenkige Anschluß der Querrahmenriegel an die durchgehenden Mittelstützen (Abb. 12). Das an der Anschlußstelle auf halbe Höhe verminderte Ende des waagerechten Hauptrahmenriegels wurde durch das zu diesem Zweck geschlitzte Innenblech der Mittelstütze hindurchgesteckt und in dieser zentrisch gelagert (Abb. 12). Auf dem durchgesteckten Stehblech des Riegels befindet sich im Mittelschiff ein ähnliches Lager mit gekrümmter Lagerplatte, auf der der Zwischenriegel tangential aufruht. Die Längskräfte werden durch zu beiden Seiten der Lagerplatte aufgenietete Knaggen übertragen. Durch diese Art der Auflagerung ist die bei der statischen Berechnung gemachte Annahme von Gelenken in vollkommenster Weise erfüllt. Besonders war aber durch diese Anordnung ein leichter Zusammenbau ermöglicht (Abb. 17 u. 18).

In den Gebäudeecken waren die Rahmen für die Aufnahme von Horizontalkräften sowohl in der Quer- als auch in der Längsrichtung auszubilden. Es entstand daher ein doppelter Winkelrahmen (Abb. 13), dessen beide Stiele zu einem ⊤-förmigen Querschnitt vereinigt wurden. Die Bemessung dieses zusammengesetzten Profiles erfolgte derart, daß für die in der Längsrichtung des Gebäudes auftretenden Kräfte der gesamte Querschnitt bei der Spannungsberechnung herangezogen wurde, während für die Kräfte in der Querrichtung die Teile des Längsrahmens außer acht blieben.

Abb. 15. Aufstellung des Montagekranes beendet. 9. Juli 1929.

Abb. 16. Beginn der Montage. 10. Juli 1929.

Die Längsrahmen der beiden Mittelreihen, die im unteren Geschoß in je zwei Rahmen von halber Höhe unterteilt sind, haben nur einwandig ausgebildete Stiele als Mittelstützen der Giebelwand.

Die Mittelstützen sind in den einzelnen Geschossen nicht durch Gelenke unterbrochen, wie es in der statischen Berechnung angenommen wurde, sondern gehen, wie bereits oben erwähnt, in ganzer Höhe von 46 m durch. Diese Anordnung wurde vor allem wegen der einfacheren Montage (Abb. 18) und auch deswegen getroffen, weil auf den in den Querreihen III, IV, VII und VIII stehenden Stützen die Schornsteine ruhen, deren hohe Lasten zweckmäßig unmittelbar in die Fundamente geleitet werden. Das Stehblech des I-förmigen Stützenquerschnittes ist in jedem Stockwerk mit einem Schlitz versehen, durch den der Rahmenriegel gesteckt wird (s. oben). Der Stützenfuß hat kreuzförmigen Querschnitt zur Übertragung der großen über 1500 t betragenden Lasten auf das Gelenk und zur Befestigung der kräftigen Fundamentanker (Abb. 12).

Abb. 11 stellt eine besonders beachtenswerte Einzelheit der Kesselhauskonstruktion dar, und zwar den Querrahmen unmittelbar unter den Schornsteinen in den Reihen III, IV, VII und VIII, mit der Auflagerung des Eisenbetonschornsteines auf den Mittelstützen. Vom Stützenkopf müssen aus dem Schornsteinschemel, auf dem der eigentliche Schornstein ruht, Kräfte aufgenommen werden, die an jeder Stütze Größtwerte von 475 t in der Senkrechten bei Wind übereck und 133,5 t in der Waagerechten aus dem Rahmenschub des Schemels aufweisen. Die oberen Enden der vier einen Schornstein tragenden Mittelstützen sind deshalb mittels eines kräftigen Flachrahmens, der von den Obergurten der Zwischenriegel gebildet

Abb. 17. Querrahmen mit Gelenk an der Mittelstütze. 14. Juli 1929.

Abb. 18. Mittelstützen über dem Erdgeschoß. 4. August 1929.

Abb. 19. Südliche Hälfte, 3. Geschoß im Bau. 18. August 1929.

Abb. 20. Südliche Hälfte mit Giebel fertig. 29. September 1929.

wird, unverrückbar zusammengehalten, und die Gelenke der Rahmenriegel sind, um den Platz hierfür zu gewinnen, entgegen der Ausführung in den unteren Geschossen nach außen gesetzt. Über den Mittelstützen unter dem Schemelfuß sind Druckplatten zur zentrischen Übertragung der in einer Fläche von 70 × 70 cm abgegebenen Last vorgesehen. Die unterste Platte von 40 × 40 cm Fläche gibt die senkrechte Last an den Kreuzpunkten der Quer- und Längsriegel des Flachrahmens ab. Zur Aufnahme der waagerechten Windkräfte und des waagerechten Schubes des statisch unbestimmten Schornsteinschemels ist in Oberkante des Flachrahmens ein Eckschuh ausgebildet, gegen den sich der Eisenbetonfuß lehnt. Dieser gibt die waagerechte Kraft durch eine Verteilplatte an die als Zugbänder wirkenden Obergurte der Zwischenriegel (Flachrahmen) ab. Zur Sicherung gegen eine unvorhergesehen auftretende Zugkraft aus größeren Kippmomenten der Schornsteinsäule ist innerhalb des Schemelfußes ein Ring aus ⊏-Profilen angeordnet, der hochgeführt und mittels durch die Platte gesteckter Winkel mit der Stütze unmittelbar verbunden ist. Schnitt *d—d* der Abb. 11 zeigt einen Vertikalschnitt durch die Stahlkonstruktion unterhalb des Schornsteins in der Längsrichtung des Kesselhauses mit einer Ansicht der Gelenkausbildung des Riegels eines mittleren Längsrahmens (Reihe *C* und *D* in Abb. 4). Ebenso wie beim Gelenk des Querrahmens werden hier die senkrechten Kräfte mittels einer Kipplatte auf die Kragträger des Mittelfeldes übertragen, die Längskräfte im Gegensatz zu den Rahmen der übrigen Stockwerke jedoch durch einen Bolzen, der in einem vertikalen Langloch Drehbewegungen zuläßt. Grundriß des Eckschuhes und der Zentrierplatten sind ebenfalls aus der Zeichnung zu erkennen. Schnitt *e—e* zeigt die Konstruktion des Eckschuhes, von dem die Schubkräfte aus dem Schornsteinschemel und die Windkräfte auf die Schornsteinsäule aufgenommen und mit Hilfe der Verteilplatte auf die Unterkonstruktion übertragen werden. Die Verteilplatte mit den Aussparungen für die Winkelprofil-Zuganker ist in dem Schnitt ebenfalls dargestellt. Schnitt *b—b* zeigt das Profil des Rahmenstiels mit den Aussteifungsblechen für den Innengurt, Schnitt *a—a* die Konstruktion des Stielfußes.

Die Abb. 12 stellt den unter den Schornsteinen liegenden mittleren Querrahmen III, IV, VII und VIII im Erdgeschoß dar. Dieser Rahmen ist im allgemeinen konstruiert wie alle übrigen Querrahmen. In ungefähr halber Höhe des Stieles liegt ein zweiwandiger Kastenträger von 2 m Höhe, s. Schnitt *c—c*, auf den durch die Kesselträger (Abb. 4) die Kessellasten übertragen werden und dessen Auflagerdruck von rd. 280 t durch zwei in Stehblechmitte anschließende Blechträger von 1,90 m Höhe an den Rahmenstiel abgegeben wird, s. Schnitt *b—b*. Aus dem Schnitt *d—d* ist die Ausbildung des Stielfußes zu erkennen, Schnitt *e—e* zeigt den durch die Mittelstütze gesteckten Riegel mit der Gelenkausbildung, Schnitt *g—g* in Verbindung mit dem Vertikalschnitt die Ausbildung des Fußes der Mittelstütze. Ein Vertikalschnitt durch den Rahmenstiel läßt die Ausbildung der Ecken und die Anhäufung des Materials am Stoß, wo 174 mm Gesamtdicke durch 26 mm-Niete zusammengehalten werden, erkennen.

Abb. 13 stellt den kombinierten Quer- und Längsrahmen in der Gebäudeecke dar, dessen Funktion bereits oben dargelegt wurde. Das Stehblech des Rahmenstiels in der Längsrichtung erhielt in der unteren Hälfte eine konsolartige Auskragung, um den in halber Höhe liegenden zweiwandigen Kastenträger, von dem schon bei Abb. 12 die Rede war, aufzunehmen. Der Anschluß ist aus dem Vertikalschnitt zu ersehen. Die Schnitte *c—c* und *f—f* zeigen die Anordnung der Aussteifungsbleche für den Innengurt des Längsrahmens, der Schnitt *e—e* das Profil des Riegels für den Längsrahmen mit dem horizontalen Windträger, der auch im darüberliegenden Grundriß mit dem Außenfachwerk dargestellt ist. Die Rahmenriegel für beide Richtungen sind hier mit den Stützen nicht gelenkig, sondern fest verbunden. Der Windträger der Längswand, der zwischen dem Endrahmen und der 3,5 m davon entfernt liegenden Umfassungswand vorhanden ist, wird in Schnitt *b—b* dargestellt. Im Grundriß daneben sind die Stützen des Stahlskeletts der Umfassungswand mit dem horizontalen Windträger der Giebelwand zu sehen.

IV. Organisation der Ausführung und Aufstellung des Tragwerks.

Die Lieferung der 13000 t Stahlkonstruktionen für das gesamte Kraftwerk, darunter 8000 t für das Kesselhaus, war einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Breest & Co., Berlin, Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin, Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer, Thyssen Eisen- u. Stahl-Aktiengesellschaft, Berlin, Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Dortmund, und J. Gollnow & Sohn, Stettin, übertragen. Die Aufstellung wurde von den fünf erstgenannten Firmen gemeinschaftlich durchgeführt, wobei die Führung durch die Firma Thyssen erfolgte und für die konstruktive Durcharbeitung eine Zentralstelle geschaffen war. Ebenso war auch bei diesem großen Bauvorhaben die Montage an einer Stelle zusammengefaßt, die für die pünktliche und reibungslose Abwicklung und die technisch einwandfreie Durchführung verantwortlich war.

Der Auftrag war Ende des Jahres 1928 erteilt, aber schon bei Auftragserteilung klargestellt, daß der der Ausschreibung zugrunde gelegte Vorentwurf neu durchgearbeitet werden mußte, da er wegen neuer betrieblicher Forderungen grundlegend zu ändern war. Die Beratung bei diesen Entwurfsarbeiten und die Prüfung aller statischen Berechnungen und Werkzeichnungen erfolgte durch den Verfasser als Sachverständigen der bauleitenden Siemens-Schuckertwerke, der zugleich auch als beratender Ingenieur für die Bewag bezüglich der Fundierung und Unterbauten der gesamten Anlage mitwirkte. Für die Stahlbauten des Kraftwerks waren 3000 Seiten statische Berechnungen und 1100 Blatt Werkzeichnungen nötig.

Allein für das Kesselhaus waren 1000 Seiten statische Berechnung aufzustellen und vor Anfertigung der hierfür erforderlichen 500 Werkzeichnungen derart zu prüfen und festzustellen, daß keine baupolizeiliche Prüfung in statisch-konstruktiver Hinsicht erforderlich war, damit ohne diese die sofortige Übergabe der Zeichnungen in die Werkstätte stattfinden konnte. Trotz dieser umfangreichen Vorarbeiten konnte im Juli 1929 mit der Montage begonnen werden. Sollte doch das Stahlskelett des Kesselhauses noch so rechtzeitig fertiggestellt werden, daß die Ausbauarbeiten im Kraftwerk durch den Winter nicht beeinflußt würden. Umfassungswände und Dach mußten bei eintretender ungünstiger Witterung das Bauwerk wetterfest umschließen. Also mußte die Montage von vornherein so aufgezogen werden, daß das Stahlskelett im Gewicht von rund 8000 t bis Oktober 1929 so weit fertig war, daß Dacheindeckung und Ausmauerung im Dezember den inneren Ausbau ermöglichten. Das war für die Maßnahmen der Montageleitung richtunggebend und erforderte außergewöhnliche hier näher zu erörternde Vorkehrungen.

Für die schnelle Stahlskelettaufstellung für das Kesselhaus von 90 m Länge, 37 m Breite und 46 m Höhe war in erster Linie Verwendung eines Portalkranes (Abb. 14) nötig, der das ganze Bauwerk umfassen konnte. Der Kran wurde von der Dortmunder Union, die solche Krane bei Montage von großen Hallen, Brücken und sonstigen Stahlbauten schon seit Jahren benutzt, der Montagegemeinschaft zur Verfügung gestellt. Damit ein solcher Portalkran auch auf anderen Baustellen wieder benutzt werden kann, ist er so durchgebildet, daß seine Höhe und die Stützweite durch Hinzufügung gleichartiger Einheitsstücke den örtlich gegebenen verschiedenen Größenverhältnissen angepaßt werden kann. Der große Vorzug solcher Krane besteht darin, daß sie mit geringen Hilfsmitteln und Kosten schnell auf- und wieder abgebaut werden können.

Abb. 21. Montagezustand des Kessel- und Maschinenhauses am 6. Oktober 1929.

Abb. 22. Kesselhausmontage beendet; Dach und Umfassungsmauern im Bau. 19. November 1929.

Der im Berliner Westwerk zur Verwendung gelangte Kran war in seiner Raumweite und Tragkraft der größte, der bisher aufgestellt wurde. Seine Spurweite betrug 42 m, seine Höhe von Laufbahnoberkante bis Kranbrückenoberkante 53 m, sein Gewicht 180 t.

Er war ausgerüstet mit zwei Katzen von 30 t und 5 t Tragkraft. Die Kranfahrt sowie Katzenfahrt und -hub erhielten elektrischen Antrieb (220 V Gleichstrom). Die Bedienung erfolgte von einem Führerhaus aus, das an einem der beiden Kranpfosten in 32 m Höhe angebracht war und in welchem sämtliche Kontroller, Anlasser und Widerstände sich befanden. Die Stromzuführung erfolgte anfangs durch Schleifleitung, später durch Schleppkabel. Der gewaltige Druck von 125 t in den Kranpfosten machte bei der vorhandenen ungünstigen Bodenbeschaffenheit[1]) eine gute Fahrbahn erforderlich. Sie bestand aus zwei durch eine Lamelle verbundene I NP 50 mit aufgeschraubten Laufschienen. Gelagert waren diese auf der 6 kV-Haus-Seite auf Betonpfeilern, auf der Speisepumpenhaus-Seite auf einem 2 m breiten Holzschwellenbett.

Beachtenswert ist der Aufbau des Kranes selbst: Auf die Kranfahrbahn wurde zunächst das 12 t schwere mit vier Laufrädern versehene Fahrgestell gesetzt (Abb. 14a). Der Abstand der äußeren Laufräder betrug 16 m. Mit einem Schwenkmast, der später zum Zusammenbau der Kranbrücke gebraucht wurde, sind alsdann die beiden unteren Kasten der Vertikalpfosten von 8 und 12 m Länge in einem Stück aufmontiert (Abb. 14b). Der weitere Aufbau der Kranpfosten bis zur Höhe von 55 m erfolgte mit Hilfe eines Klettermastes, wie in Abb. 14b bis e dargestellt ist. Gleichzeitig wurde der Zusammenbau der 2,70 m hohen und 2,50 m breiten Kranbrücke zwischen den beiden Pfosten durchgeführt Abb. 14f). Nachdem die beiden Katzen aufgebracht waren, wurde die Kranbrücke mit dem auskragenden Teil mittels der an den Köpfen der Kranpfosten angebrachten Vorrichtung hochgezogen (Abb. 14g u. h). Alsdann wurden die zur Versteifung des Kranes dienenden Streben montiert.

Der Aufbau des Kranes einschließlich der gesamten Installation hat nur 19 Tage gedauert. Die Baustellenarbeit mußte selbstverständlich auf das geringste Maß beschränkt und das Tragwerk von vornherein so konstruiert werden, daß die Einzelteile möglichst weitgehend in der Fabrik zusammengebaut werden konnten. Diese Maßnahme erforderte eine Tragfähigkeit des Kranes von rd. 35 t, um ihn für den Transport der schwersten Teile geeignet zu machen. Die Spannweite des Kranes war dadurch gegeben, daß das Zuführungsgleis für das Kesselhaus, auf dem die Einzelteile auf Loren herangeschafft wurden, noch innerhalb der Kranreichweite liegen mußte. Dieses Zuführungsgleis führte an der Ostfront des Kesselhauses entlang. Um die Einhaltung der kurzen Fristen und die Wirtschaftlichkeit des Kranes nicht zu gefährden, wurde ein entsprechend großer Lagerplatz geschaffen, so daß die Montage unabhängig von der Anlieferung der Konstruktionsteile vor sich gehen und der Kran immer vom Vorrat nehmen konnte. Zur Bedienung des Lagerplatzes war für die Entladung der ankommenden Eisenbahnwagen ein kleinerer besonderer fahrbarer Portalkran von gleicher Tragfähigkeit vorhanden. Die Abmessungen dieses Kranes betrugen bei 10 m Höhe rd. 30 m Spannweite über mehrere Gleise hinweg. Mit seiner Hilfe wurden die ankommenden Züge entladen und die auf dem Lagerplatz liegenden Vorräte auf die Loren gesetzt, welche die zu montierenden Tragwerkstücke dem oben dargestellten großen eigentlichen Montagekran auf dem vorerwähnten Gleis zuführten. Es war ursprünglich aus wirtschaftlichen Gründen beabsichtigt, diese Vorrichtungen für die Aufstellung auch der Einbauten zu verwenden. Das mußte aber später aufgegeben werden, da die Vorarbeiten für den maschinellen Ausbau des Kesselhauses mit der Klärung des baulichen Teiles nicht Schritt halten konnten und dann der Wetterschutz des Gebäudes vor Einbruch des Winters nicht gelungen wäre. Deshalb sind nur die tragende Stahlkonstruktion und die Außenwände mit Hilfe des großen Montagekranes aufgestellt, während für den inneren Ausbau, Bühnen, Treppen, Bunker usw., besondere Maste und Schwenker, teilweise mit schweren elektrischen Antriebswinden verwendet werden mußten.

[1]) Bernhard, „Baugrund und Tragfähigkeit des Großkraftwerkes West", Z. d. VdI 1931, S. 255. Abb. 2, 3, 7, 8 u. 9 sind mit freundlicher Genehmigung des V. D. I.-Verlages aus diesem Aufsatz entnommen.

Durch hervorragend gutes Zusammenarbeiten der Firmen besonders während der Aufstellungszeit ist es dann auch gelungen, das gesteckte Ziel zu erreichen.

Als trotzdem bei der Montage der Südhälfte in 32 m Höhe Materialmangel eintrat, konnte mit der Nordhälfte begonnen werden. Hier zeigte sich der Vorteil des Montagekranes, der das ohne weiteres gestattete. Die schwersten Stücke waren die beiden in 46 m Höhe gelegenen Flachrahmen für die Schornsteine auf den vier Mittelstützen. Ein jeder wog 35 t. Sie wurden unten zusammengebaut und dann hochgezogen.

Am 9. Juli 1929 konnte der erste Rahmen, im Süden des Gebäudes beginnend, gestellt werden. Abb. 15 bis 17 zeigt diese Arbeit Mitte Juli. Mitte November standen dann in der Hauptsache das Traggerippe einschließlich der Umfassungswände, wie in Abb. 22 dargestellt. Die übrigen Abb. 18 bis 21 zeigen die Entwicklung der Montage in den Monaten August bis Oktober 1929 und bedürfen keiner weiteren Erläuterung.

Schwierigkeiten entstanden nur bei der nördlichen Giebelwand wegen der anschließenden Kohlen-Transportanlage.

Der dargestellte große Montagekran hat auch sonst gute Dienste geleistet, z. B. ist ein Teil der Heißwasserspeicher in einem Tage von dem Kran zu ihrem Standort in 32 m Höhe unter dem Dach des Gebäudes gebracht worden.

Mit Rücksicht auf den Zusammenhang mit Maschinenteilen konnte der innere Ausbau der Bühnen erst später geklärt werden, so ist z. B. die Ventilatorenbühne in rd. 38 m Höhe, die allein ein Stahlgewicht von rd. 300 t hatte, später zu einer Zeit ohne Störung eingebaut, als schon zahlreiche Arbeiten an Kessel und Maschinen im Kesselhaus in Gang waren.

Der Stahlbau und die beteiligten Firmen mit ihren Ingenieuren können mit großer Befriedigung auf die geleistete Arbeit blicken. Handelte es sich doch um 8000 t Stahlkonstruktionen, wobei zeitweise allein für die Aufstellung am Kesselhause 190 Mann beschäftigt waren und an einzelnen Tagen über 100 t durch den großen Kran zur Aufstellung gekommen sind.

Neubau der Landesanstalt für landwirtschaftliches Maschinenwesen in Hohenheim bei Stuttgart.

(Landwirtschaftliche Hochschule in Hohenheim.)

Von Dipl.-Ing. **Spatny**, Illingen i. Wttbg.

Im Spätherbst vorigen Jahres wurden die Baulichkeiten der württembergischen landwirtschaftlichen Hochschule in Hohenheim um einen Neubau vermehrt, der neben Versuchen an landwirtschaftlichen Maschinen vor allem dem Zwecke des praktischen Anschauungsunterrichtes an diesen Maschinen dienen soll. — Das Gebäude (Abb. 1) hat rd. 34,50 m Gesamtlänge und rd. 12 m Breite. Die Höhe am First beträgt 4,80 m, an der Traufe 4 m. Als Haupttragwerk der Hallenkonstruktion wurden stählerne, genietete Zweigelenk-Rahmenbinder gewählt, die in Abständen von

Abb. 1. Die Stahlkonstruktion des Neubaues.

3,78 m erstellt wurden. Die zwei Zwischenwände wurden als Stahlfachwerkwände ausgebildet, ebenso die westliche Giebelwand, um nach dieser Seite hin eine spätere Verlängerung der Halle zu ermöglichen.

Die Dachhaut besteht aus 8 cm starken Bimsbetondielen mit Doppelpappe, die unmittelbar auf Stahlpfetten aus I-Normalprofilen verlegt wurden. Dafür ist eine Gesamtlast, einschließlich Schnee und Winddruck sowie Eigengewicht der Pfetten, von 250 kg/m² in die statische Berechnung eingesetzt worden. Im Firstpunkt ist ferner ein längsbewegliches Hebezeug mit einer Gesamtlast, Eigengewicht + Nutzlast, von 2 t vorgesehen, dessen Laufbahn aus einem I-Träger besteht, der an der Westseite des Gebäudes noch um 1,35 m aus der Giebelwand vorkragt, um Gegenstände vom Lastkraftwagen oder dergleichen abheben und in die Halle schaffen zu können. Der Winddruck von 100 kg/m² auf die Längswände wird durch die Rahmenbinder bzw. die Fachwerkwände, derjenige auf die Giebelwände durch die Längswände aufgenommen. Die Riegel und Stiele der Rahmenbinder bestehen aus einem Breitflanschträger I P 24, der im Firstpunkt durch zwei Steglaschen 200/8 verstärkt ist. Die Rahmenecken sind mit Vouten mit einem Neigungsverhältnis von 1 : 2 versehen, die durch Erwärmen und Abbiegen der unteren Hälfte des im Steg geschlitzten Riegels erhalten wurden (Abb. 2). Werkstattversuche mit einigen Probestücken haben gezeigt, daß dieses Abbiegen ohne irgendwelche Schwierigkeiten und ohne den Steg dabei zu stark zu verjüngen durchgeführt werden kann. Die Außen- und Zwischenwände wurden mit Bimshohlblocksteinen aufgemauert und die Rahmenstiele feuersicher ummantelt. Der Fußboden besteht aus Magerbeton mit einem Zementglattstrich.

Abb. 2. Ecke der Rahmenbinder.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 28 t, wovon auf Breitflanschträger 20 t entfallen.

Die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion, sowie die Anfertigung der Zeichnungen und Berechnungen wurden von der Firma Wilh. Luig, Fabrik für Eisenbauten, Illingen (Württ.) ausgeführt.

Verschiedenes.

Das Knicknomogramm für die neuen Baustähle. Bekanntlich ist für die Bemessung von Druckstäben im Stahlbau von fast allen Ländern das sog. ω-Verfahren angenommen worden, welches zuerst in Preußen im Jahre 1925 eingeführt wurde. Die entsprechende Formel $\frac{S}{F}\,\omega \leq \sigma_{zul}$ ist wegen der nicht genau vorauszubestimmenden Knickzahl ω mit dem Rechenschieber langwierig zu rechnen, wenn es sich um die Neuberechnung eines Profils handelt. Darum wurde von Prof. Dr.-Ing. G. Unold ein graphisches Verfahren[1]) entwickelt, das sich wegen seiner Einfachheit und Ausdehnbarkeit auf ausländische Vorschriften mit anderen ω-Werten gut bewährt hat.

Das auf dem System des logarithmischen Wanderkurvenblattes beruhende „Knicknomogramm" besteht aus vier Netztafeln und einem durchsichtigen Kurvenblatt. Die vier Tafeln sind: F-i-Netz (logarithm. Netz der Werte F und i), F-k-Netz (logarithm. Netz der Werte F und k), Trägernetz, welches unmittelbar die Profilnummern der deutschen I-, ⊏- und Breitflansch-Profile enthält, und das Winkelnetz für die gleichschenkligen und ungleichschenkligen Winkel. Während die beiden letzten Tafeln für jedes Land mit eigenen Walzprofilen gesondert angefertigt werden müssen (mit Hilfe des F-i-Netzes), können die beiden ersten in jedem Lande für die einfachen und insbesondere für die schwierigeren zusammengesetzten Profile verwendet werden. Für gebräuchliche zusammengesetzte Profile von Obergurt- und Fachwerkswandstäben hat Unold die wertvollen k-Werte in der zugehörigen Broschüre schon fertig berechnet zusammengestellt.

Die graphische Lösung der Bemessungsaufgabe erfolgt nun in der Weise, daß man die der zulässigen Spannung entsprechende Leitlinie des Kurvenblattes auf die der Knicklast entsprechende Linie ($S = F$) des F-i-Netzes legt und das Kurvenblatt in der Höhenlage so orientiert, daß die Grundlinie des Netzes die Knicklänge „s" auf der seitlichen Leiter des Kurvenblattes abschneidet. Die Abbildung zeigt die Lösung (das hier verwendete ältere Kurvenblatt wurde 1930 den neuen Baustählen angepaßt) für $S = 12{,}5$ t und $s = 280$ cm bei Verwendung von Doppelwinkeln ⅃L. An Stelle des F-i-Netzes ist hier ein Winkelnetz untergelegt, so daß man an Stelle der F-Werte sofort die Nummern einer gewählten Profilklasse ablesen kann. Die Ablesung erfolgt so, daß der z. B. rechts der Kurve St 37 am nächsten liegende Punkt, hier Doppelwinkel 90/90/9 maßgebend ist, während alle Punkte links der Kurve eine zu große Spannung ergeben.

Muß man nach ausländischen Vorschriften rechnen, so ist nur darauf zu achten, daß man sich ein entsprechendes Kurvenblatt aus der Tafel der Knickzahlen ω entwickelt und auf Pausleinen aufzeichnet. Dabei müssen die Leitlinien I, II, III den dort zugelassenen Spannungen entsprechen.

Auch für die Bemessung außermittig oder quer belasteter Druckstäbe läßt sich das Knicknomogramm sehr gut verwenden, was durch die Anbringung einer Spannungsskala auf dem Kurvenblatt möglich wird. Dieselben je einem Baustahl zugeordneten Skalen dienen gleichzeitig zur Berechnung der Druckstäbe von Hüttenwerkskranen, die mit besonders vorgeschriebenen Spannungen erfolgen muß. Dipl.-Ing. Paul Leybold.

[1]) G. Unolds Knicknomogramm für den Eisenbau, deutsche Ausgabe 1930, RM 8,50 (Broschüre ohne Tafeln RM 1,50). NBW-Verlag Geislingen-Steige (Württ.).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 4. September 1931 | Heft 18

Formänderung eines kreisförmigen, auf ebener Unterlage aufruhenden Behälterbodens durch Flüssigkeitsdruck.

Von Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Inhalt: Im Zusammenhange mit der Berechnung achsensymmetrisch geformter Stahlbehälter mit ebenem, durchaus unterstütztem Boden wird die Verbiegung untersucht, welche der mit dem Mantel fest verbundene Behälterboden unter der Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes erfährt; die Untersuchung wird für starre und für elastisch nachgiebige Unterlage durchgeführt. — Anwendungsbeispiel (kreiszylindrischer Behälter).

Die feste Verbindung zwischen Behältermantel und Boden, welche durch die Vernietung (Verschweißung) beider Bauteile entsteht, hat zur Folge, daß der ebene, durchaus unterstützte Behälterboden unter der Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes gereckt und auch gebogen wird.

In meinem Aufsatze „Berechnung eines geschweißten Flüssigkeitsbehälters“ [1]) habe ich ein Verfahren für die zusammenhängende Berechnung des Mantels und des durchaus unterstützten Bodens eines kreiszylindrischen Flüssigkeitsbehälters entwickelt; die Verbiegung der Bodenplatte ist aber nur näherungsweise, als Stabverformung, ermittelt worden, dem bestehenden Zusammenhange in der Stabquerrichtung habe ich bloß durch Einführung der ideellen Elastizitätsziffer $E' = E\frac{\nu^2}{\nu^2-1}$ (an Stelle E) Rechnung getragen.

Im folgenden soll nun der Spannungs- und Formänderungszustand der Bodenplatte eines achsensymmetrischen Behälters mit Hilfe der Plattentheorie genauer untersucht werden. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Bedingungen für den bestehenden Zusammenhang zwischen Mantel und Boden wieder nur für den Zusammenschluß der Mittelflächen derselben strenge erfüllt werden brauchen (gleiche Drehungen der Endtangenten des Radialschnittes der elastischen Flächen und übereinstimmende Formänderungswege der in der Verschneidungslinie der Mittelflächen zusammenfallenden Mantel- und Bodenpunkte). Vom Mantel werden dann auf den Boden nur radial gerichtete Zugkräfte und radiale Biegungsmomente, beide längs der Bodenberandung gleichförmig verteilt, übertragen. Die radialen Kräfte recken die Bodenplatte, die Momente verbiegen dieselbe; das Maß der Ausbiegung wird durch die gleichzeitige Einwirkung der Radialkräfte beeinflußt. Da aber diese radialen Zugkräfte im Vergleich zu den Biegungsrandspannungen klein sind und auch die Ausbiegungen der Platte gegenüber der Plattendicke nur geringe Beträge erreichen, möge die getrennte Untersuchung der Reckung und Biegung und die nachträgliche Überlagerung der beiden Spannungszustände als zulässig betrachtet werden. Der Angriff der radialen Kräfte ist dann in bekannter Weise [1]) zu erledigen, so daß nur noch die Formänderung einer auf ebener Unterlage aufruhenden Kreisplatte, welche eine totale gleichförmige Oberflächenlast p trägt und längs ihrer Berandung von gleichförmig verteilten, radial gerichteten Momenten M ergriffen wird, zu bestimmen ist.

Nachdem die Formänderung der Platte von der Verformung der Unterlage abhängt, ist die vorliegende Aufgabe nicht allgemein lösbar. Es werden daher zwei Grenzfälle untersucht: starre Unterlage und elastisch nachgiebige Unterlage, wobei im zweiten Falle Anlage- und Lastverhältnisse vorausgesetzt werden, unter welchen ein Abheben der Platte von der Unterlage nicht mehr eintritt.

Meist ruht die Bodenplatte oder zumindest jener kreisringförmige Randstreifen derselben, der für die Verbiegung hauptsächlich in Frage kommt, unmittelbar auf einer biegungssteifen Fundamentmauer auf. Bei der geringen Verformbarkeit dieses Mauerkörpers wird der für starre Unterlage errechnete Spannungszustand der Platte der Wirklichkeit schon nahekommen. Liegt die Platte hingegen auf einer leicht verformbaren Unterlage auf, so ist die Berechnung nach dem zweiten Grenzfall durchzuführen. Die Bodendrücke sind allerdings auch bei einer Unterlage mit höherem Verformungswiderstand nur bestimmbar, wenn die Nachgiebigkeit der Unterlage berücksichtigt wird.

I. Starre Unterlage.

Unter dieser Annahme ergibt die Biegungstheorie der Platten eine strenge Lösung, die meines Wissens noch nicht bekanntgeworden ist und die auf Grund folgender Überlegung gefunden wird:

Wenn am Ende R (Abb. 1) eines auf starrer Unterlage aufruhenden Stabes RO von der Länge l und dem Gewichte $g\,l$ ein Moment M einwirkt ($M < {}^1/_2\, g\, l^2$ vorausgesetzt), so hebt sich ein Teil RA des Stabes von der Unterlage ab und in A entsteht eine konzentrierte Auflagerkraft von der Größe $\frac{g\lambda}{2} - \frac{M}{\lambda}$. Der Stabquerschnitt über A erfährt keine Drehung und es treten in demselben auch keine Biegungsspannungen auf, so daß der Stabteil AO durch den Momentenangriff keine Verformung erleidet. Nun ist die Biegungstheorie der Platten auf ganz gleichartigen Annahmen aufgebaut wie jene der Stäbe. Die Biegungstheorie der Stäbe setzt z. B. voraus, daß die Stabquerschnitte bei der Biegung eben und senkrecht zur Stabachse verbleiben und daß alle Querschnittelemente ihren Abstand von der Nullinie unverändert beibehalten. Der Biegungstheorie der Platten liegt die Annahme zugrunde, daß die Normalen zur Mittelebene gerade und in senkrechter Lage zur Mittelfläche verbleiben und daß die Normalenpunkte ihren Abstand von der Mittelfläche nicht ändern. Ferner werden bei Stäben und Platten die von den Schubspannungen verursachten Krümmungen der Stabquerschnitte bzw. der Plattennormalen nicht berücksichtigt. Aus der Gleichartigkeit dieser grundlegenden Voraussetzungen der Stab- und Plattentheorie ist aber zu folgern, daß, ebenso wie beim Stab der Abb. 1, auch bei der auf starrer Unterlage aufruhenden, mit M und p belasteten Kreisplatte der Abb. 2, ein Teil der Platte unter der Einwirkung dieser Randmomente keine Verformung erleiden wird, sofern die Oberflächenlast p hinreichend groß ist. Betrachtet man nun eine kreisringförmige, an ihren Rändern unnachgiebig gestützte Platte, welche die totale gleichförmige Last p trägt und längs ihres äußeren Randkreises (Halbmesser R) von den gleichförmig verteilten Momenten M ergriffen wird, so muß es dann möglich sein, den Halbmesser a des inneren Randes so zu bestimmen, daß längs dieses Randes die lotrechten Verschiebungen ξ, die Drehungen

Abb. 1. Stab auf starrer Unterlage.

Abb. 2. Kreisplatte auf starrer Unterlage.

[1]) Stahlbau 1931, Heft 3.

der Plattennormalen $-\frac{d\xi}{dr}$ und die radialen Biegungsspannungen σ_r verschwinden, während gleichzeitig längs des gegebenen Außenrandes die Verschiebungen ξ zu Null werden und die Biegungsspannungen σ_r den angreifenden Momenten M das Gleichgewicht halten.

Die Gleichung der elastischen Fläche einer achsensymmetrisch gestützten und belasteten Kreisplatte, gültig für einen Plattenabschnitt mit unveränderlicher Last p, lautet[2]):

$$(1)\qquad \xi = c_0 + c_1 \lg(r) + c_2 r^2 + c_3 r^2 \lg(r) + k p r^4,$$

wobei

$$(2)\qquad k = \frac{3(\nu^2 - 1)}{16 \nu^2 E \delta^3};$$

für die radiale und tangentiale Biegungsspannung eines Plattenelementes mit den Koordinaten r und x gelten die Beziehungen

$$(3)\qquad \sigma_r = -\frac{2G}{(\nu - 1)} \cdot x \left(\nu \cdot \frac{d^2\xi}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d\xi}{dr}\right), \quad \text{bzw.}$$

$$(4)\qquad \sigma_t = -\frac{2G}{(\nu - 1)} \cdot x \left(\frac{\nu}{r} \cdot \frac{d\xi}{dr} + \frac{d^2\xi}{dr^2}\right).$$

Ferner ist die Scherkraft t_r des zylindrischen Schnittes mit dem Halbmesser r, bezogen auf die Einheit des Schnittumfanges, gegeben durch

$$(5)\qquad t_r = \frac{\nu G \delta^3}{6(\nu - 1)} \left(\frac{4 c_3}{r} + 32 k p r\right).$$

In diesen Gleichungen bedeuten:

ξ die zur X-Achse (Behälterachse) parallele, nach abwärts positiv gezählte Verschiebung eines beliebigen, im Abstande r von der X-Achse gelegenen Punktes der Mittelebene der Platte,
c_0 bis c_3 Festwerte,
ν die Poissonsche Konstante,
E den Elastizitätsmodul des Baustoffes der Platte, $G = \frac{\nu E}{2(\nu + 1)}$ den Gleitmodul desselben,
δ die als unveränderlich vorausgesetzte Plattenstärke.

Die gesamte lotrechte Belastung der Ringplatte, hervorgerufen durch den Flüssigkeitsdruck p (Eigengewicht der Platte eingerechnet), beträgt $p(R^2 - a^2)\pi$. Längs des inneren Randkreises mit dem erst zu bestimmenden Halbmesser a entsteht je Einheit Umfang die noch unbekannte Stützkraft t_a; der Auflagerdruck längs des äußeren Randkreises, bezogen auf die Einheit des Umfanges, ist dann:

$$(6)\qquad t_R = \frac{1}{2a} \cdot p(R^2 - a^2) - t_a,$$

wofür nach Gl. 5 auch

$$t_R = \frac{\nu G \delta^3}{6(\nu - 1)} \left(\frac{4 c_3}{R} + 32 k p R\right)$$

erhalten wird. Die Gleichsetzung dieser Werte t_R führt mit (2), unter Verwendung der Hilfsgröße

$$(7)\qquad \varkappa = \frac{2 t_a}{a}, \text{ zu}$$

$$(8)\qquad c_3 = -8 k a^2 (p + \varkappa).$$

Längs des inneren Plattenrandes ($r = a$) muß der Drehwinkel der Plattennormalen verschwinden: $-\frac{d\xi}{dr} = 0$. Wird $\frac{d\xi}{dr}$ aus (1) gebildet, $r = a$ gesetzt und für c_3 der Wert aus (8) eingeführt, so gelangt man zu

$$(9)\qquad c_2 = -\frac{c_1}{2a^2} + 8 k a^2 (p + \varkappa) \lg(a) + 2 k a^2 (p + 2\varkappa).$$

Da ferner längs der inneren Berandung auch die Biegungsspannung σ_r verschwinden soll, muß für $r = a$, außer $\frac{d\xi}{dr}$, auch $\frac{d^2\xi}{dr^2}$ zu Null werden (womit auch gleichzeitig σ_t verschwindet):

$$\left(\frac{d^2\xi}{dr^2}\right)_{r=a} = 0 = -\frac{c_1}{a^2} + (2c_2 + 3c_3) + 2c_3 \lg(a) + 12 k p a^2;$$

mit (8) und (9) folgt daraus

$$(10)\qquad c_1 = -4 k a^4 (p + 2\varkappa)$$

und damit wieder aus (9)

$$(11)\qquad c_2 = 4 k a^2 (p + 2\varkappa) + 8 k a^2 (p + \varkappa) \lg(a).$$

Im Sinne der getroffenen Voraussetzungen müssen ferner die Verschiebungen ξ längs der beiden Randkreise verschwinden. Daher

$$(12\text{a})\qquad (\xi)_{r=R} = 0 = c_0 + c_1 \lg(R) + c_2 R^2 + c_3 R^2 \lg(R) + k p R^4$$

$$(12\text{b})\qquad (\xi)_{r=a} = 0 = c_0 + c_1 \lg(a) + c_2 a^2 + c_3 a^2 \lg(a) + k p a^4.$$

Die Konstante c_0 aus beiden Gleichungen eliminiert und für c_1 bis c_3 die Werte aus (8), (10) und (11) eingesetzt, erhält man

$$(13)\qquad \varkappa = -\frac{p}{8a^2} \cdot \frac{4a^2(2R^2 + a^2)\lg\left(\frac{R}{a}\right) - (R^4 + 4R^2a^2 - 5a^4)}{(R^2 - a^2) - (R^2 + a^2)\lg\left(\frac{R}{a}\right)}$$

wofür auch mit

$$(14)\qquad \frac{a}{R} = \alpha$$

$$(13\text{a})\qquad \varkappa = -\frac{p}{8\alpha^2} \cdot \frac{(1 + 4\alpha^2 - 5\alpha^4) + 4\alpha^2(2 + \alpha^2)\lg(\alpha)}{(1 + \alpha^2)\lg(\alpha) + (1 - \alpha^2)},$$

geschrieben werden kann. Mit den bisherigen Ergebnissen werden die allgemeinen Ausdrücke für die Spannungs- und Formänderungsgrößen zunächst umgeformt:

Mit (8), (10) und (11), unter Einführung der Hilfsgröße

$$(14)\qquad \frac{a}{r} = \varrho,$$

gelangt man aus (1) und (12b) zu den Anschreibungen

$$(15)\qquad \xi = k r^4 \left\{ p\left[(1 + 4\varrho^2 - 5\varrho^4) + 4\varrho^2(2 + \varrho^2)\lg(\varrho)\right] + 8\varkappa\varrho^2\left[(1 - \varrho^2) + (1 + \varrho^2)\lg(\varrho)\right]\right\} \quad \text{und}$$

$$(16)\qquad \frac{d\xi}{dr} = 4 k r^3 \left\{ p\left[(1 - \varrho^4) + 4\varrho^2\lg(\varrho)\right] + 2\varkappa\varrho^2\left[(1 - \varrho^2) + 2\lg(\varrho)\right]\right\};$$

ferner entstehen aus (3) und (4) mit (8), (10) und (11) die folgenden Ausdrücke für die Biegungsspannungen:

$$(17)\qquad \sigma_r = -\frac{8 G k r^2}{(\nu - 1)} \cdot x \left\{ p\left[4(\nu + 1)\varrho^2\lg(\varrho) + \nu(3 - 4\varrho^2 + \varrho^4) + (1 - \varrho^4)\right] - 2\varkappa\varrho^2\left[(\nu - 1)(1 - \varrho^2) - 2(\nu + 1)\lg(\varrho)\right]\right\}$$

$$(17\text{a})\qquad \sigma_t = -\frac{8 G k r^2}{(\nu - 1)} \cdot x \left\{ p\left[4(\nu + 1)\varrho^2\lg(\varrho) + (3 - 4\varrho^2 + \varrho^4) + \nu(1 - \varrho^4)\right] + 2\varkappa\varrho^2\left[(\nu - 1)(1 - \varrho^2) + 2(\nu + 1)\lg(\varrho)\right]\right\}.$$

Für $r = a$ wird ϱ zu α und man erhält mit (13a) aus (16):

$$(16\text{a})\qquad \left(\frac{d\xi}{dr}\right)_{r=R} = k p R^3 \cdot \frac{(3 - 7\alpha^2 + 5\alpha^4 - \alpha^6) + (2 + 4\alpha^2 - 6\alpha^4)\lg(\alpha) + 8\alpha^4\lg^2(\alpha)}{(1 - \alpha^2) + (1 + \alpha^2)\lg(\alpha)}.$$

Der Ansatz der letzten Randbedingung, nach welcher längs des äußeren Plattenrandes $r = R$ die Biegungsspannungen σ_r den angreifenden Momenten M das Gleichgewicht halten müssen, führt zu

$$M = -M_R = -\frac{\delta^2}{6}(\sigma_r)_{r=R,\ x=\frac{1}{2}\cdot\delta};$$

mit (16) entsteht hieraus

$$(18)\qquad M_R = \frac{G R^2 k p \delta^3}{6(\nu - 1)\left[(1 - \alpha^2) + (1 + \alpha^2)\lg(\alpha)\right]} \left\{ \nu(-13 + 25\alpha^2 - 11\alpha^4 - \alpha^6) + (-3 + 7\alpha^2 - 5\alpha^4 + \alpha^6) - \left[\nu(10 + 12\alpha^2 - 22\alpha^4) + (2 + 4\alpha^2 - 6\alpha^4)\right]\lg(\alpha) - 8(\nu + 1)\alpha^4\lg^2(\alpha)\right\}.$$

Aus Gl. 18 kann a bei gegebenem M_R gerechnet werden. Mit Rücksicht auf die Vorschreibungen, welche der Bestimmung von a zugrunde gelegt wurden, begrenzt der zylindrische Schnitt mit dem Halbmesser a jenen inneren Teil der Kreisplatte, der (bei der gegebenen Plattenbelastung p) unter der Einwirkung der Randmomente M keine Verformung erleidet. Da nach Ermittlung von a auch die Spannungs- und Formänderungsgrößen des äußeren Plattenteiles aus den abgeleiteten Beziehungen gerechnet werden können, ist somit die gestellte Aufgabe gelöst.

Für den Behälterboden ist M_R im allgemeinen nicht unmittelbar gegeben und die Bestimmungsgleichung für a ist erst aus den Übergangsbedingungen, welche mit Hilfe der Mantelgleichungen für den Zusammenschluß zwischen Mantel und Boden aufzustellen sind, zu entwickeln. Im Wege fortschreitender Elimination ist es immer möglich, aus diesen Übergangsbedingungen eine Beziehung bloß zwischen M_R und $\left(\frac{d\xi}{dr}\right)_{r=R}$ zu erhalten. Aus dieser kann dann mit Hilfe von (16a) und (18) der Halbmesserwert a gerechnet werden.

Nun sind für Behälterböden die jeweiligen Verhältniszahlen α und daher auch alle Zahlen ϱ des äußeren Plattenteiles von der Einheit wenig verschieden, so daß die abgeleiteten Ausdrücke der Spannungs- und Formänderungsgrößen für die zahlenmäßige Auswertung noch nicht geeignet sind und umgeformt werden müssen. Zu diesem Zwecke werden die Hilfsgrößen

$$(19)\qquad \psi = 1 - \varrho \quad \text{und} \quad \omega = 1 - \alpha$$

an Stelle von ϱ und α eingeführt und für die natürlichen Logarithmen die wegen der Kleinheit von ψ und ω rasch konvergierenden Reihenentwicklungen

$$(20)\qquad \lg(\varrho) = -\left(\psi + \frac{\psi^2}{2} + \frac{\psi^3}{3} + \cdots\right) \quad \text{und}$$

$$(21)\qquad \lg(\alpha) = -\left(\omega + \frac{\omega^2}{2} + \frac{\omega^3}{3} + \cdots\right)$$

verwendet. Man erhält dann z. B.

aus (13a)

$$(13\text{b})\qquad \varkappa = \frac{p\,\omega}{8(1 - \omega)^2} \cdot \frac{8 - \frac{16}{5}\cdot\omega - \frac{4}{5}\cdot\omega^2 - \frac{12}{35}\cdot\omega^3 - \frac{13}{70}\cdot\omega^4 - \cdots}{2 + \omega + \frac{7}{10}\cdot\omega^2 + \frac{11}{20}\cdot\omega^3 + \frac{16}{35}\cdot\omega^4 + \cdots}.$$

[2]) Die Beziehungen 1 bis 5 sind aus „Drang und Zwang", Bd. I, von Dr. A. Föppl und Dr. L. Föppl entnommen.

aus (15)

$$(15\text{b})\quad \xi_r = 4\,k\,r^4\,\psi^3\Big\{p\,\psi\Big(\frac{2}{3}-\frac{4}{15}\cdot\psi-\frac{1}{15}\cdot\psi^2-\frac{1}{35}\cdot\psi^3-\cdots\Big) - 2\,\varkappa\Big(\frac{2}{3}-\psi+\frac{7}{30}\cdot\psi^2+\frac{1}{20}\cdot\psi^3+\frac{2}{105}\cdot\psi^4\cdots\Big)\Big\},$$

aus (16a)

$$(16\text{b})\quad \left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_{r=R} = k\,p\,R^3\,\omega^3\cdot\frac{16+\frac{16}{5}\cdot\omega+\frac{84}{35}\cdot\omega^2+\frac{72}{35}\cdot\omega^3+\frac{321}{175}\cdot\omega^4+\cdots}{6+3\,\omega+\frac{21}{10}\cdot\omega^2+\frac{33}{20}\cdot\omega^3+\frac{48}{35}\cdot\omega^4+\cdots},$$

aus (18)

$$(18\text{a})\quad M_R = -\frac{G\,R^2 k\,p\,\delta^3\omega^2}{21}\cdot\frac{320+\frac{112}{3}\cdot\omega+\frac{688}{15}\cdot\omega^2+\frac{2808}{70}\cdot\omega^3+\cdots}{4+2\,\omega+\frac{7}{5}\cdot\omega^2+\frac{11}{10}\cdot\omega^3+\frac{32}{35}\cdot\omega^4+\cdots}.$$

Anwendungsbeispiel: Gegeben ein kreiszylindrischer Flüssigkeitsbehälter von 12 m Höhe und 12 m Durchmesser. Die Wandstärke des untersten der 2 m hohen Mantelschüsse beträgt 0,8 cm, die Bodenbleche sind 0,7 cm stark. Das Füllgut besitzt ein Raumgewicht von 1,4 t/m³. Die unter der Einwirkung des Flüssigkeitsdruckes entstehende Verformung des ebenen, durchaus unterstützten Behälterbodens ist für starre Bodenunterlage zu ermitteln.

Die Belastung der Bodenplatte beträgt dann, einschließlich Eigengewicht der Platte, $p = 1{,}74$ kg/cm².

Festwerte des Mantels (vgl. Aufsatz Fußnote [1]): $H = 1200$ cm, Schußhöhe $h = 200$ cm, $\gamma = 0{,}0014$, $\delta_u = 0{,}8$ cm, $J_u = \frac{1}{12}\cdot 0{,}8$ cm⁴, $R = 600$ cm;

$$n = \sqrt{\frac{4\,J_u\,R^2}{F_u}} = 16{,}6468\ \text{cm},\qquad m = \frac{E'\,\delta}{\gamma\,R^2\,n} = 220{,}042\ \text{cm}^{-1}.$$

Festwerte für den Boden:

$\delta = 0{,}7$ cm, $J = \frac{1}{12}\cdot 0{,}7$ cm⁴, $k = \frac{3}{16}\cdot\frac{1}{E'\,\delta} = 0{,}2369\cdot 10^{-6}$, $k\,p\,R^3 = 89{,}0292$, $\frac{G\,R^2\,k\,p\,\delta^3}{21} = 1957{,}52$; daher

aus (18a)

$$(18\text{b})\quad M_R = -1957{,}52\,\omega^2\cdot\frac{320+\frac{112}{3}\cdot\omega+\frac{688}{15}\cdot\omega^2+\cdots}{4+2\,\omega+\frac{7}{5}\cdot\omega^2+\frac{10}{11}\cdot\omega^3+\cdots},$$

aus (16b)

$$(16\text{c})\quad \left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_R = 89{,}0292\,\omega^3\cdot\frac{16+\frac{16}{5}\cdot\omega+\frac{84}{35}\cdot\omega^2+\frac{72}{35}\cdot\omega^3+\cdots}{6+3\,\omega+\frac{21}{10}\cdot\omega^2+\frac{33}{20}\cdot\omega^3+\cdots}.$$

$e^{\frac{h}{n}}$ des untersten Mantelschusses ist nach den Darlegungen des Aufsatzes Fußnote [1]) genügend groß, um die dort entwickelten Näherungsgleichungen für den Mantelfuß

$$(22)\qquad m\,n\cdot\frac{d\,y}{d\,x} = \frac{1}{2}\cdot m\,n^2\cdot\frac{d^2\,y}{d\,x^2} + m\,y - \frac{H}{n} + 1 \quad\text{und}$$

$$(23)\qquad m\,n^3\cdot\frac{d^3\,y}{d\,x^3} = m\,n^2\cdot\frac{d^2\,y}{d\,x^2} - 2\,m\,y + 2\cdot\frac{H}{n}$$

anwenden zu dürfen.

Bezeichnet wieder Q_0 die Querkraft des Mantelfußes, so gilt $Q_0 = E'\,J_u\cdot\frac{d^3\,y}{d\,x^3}$ und es besteht zwischen diesen, auf die Bodenplatte radial einwirkenden Kräften Q_0 und der radialen Dehnung $\varDelta R$ der Platte von der Stärke δ die Beziehung

$$(24)\quad \varDelta R = y = \frac{Q_0\,R}{\delta}\cdot\frac{(\nu-1)}{\nu} = E'\,J_u\cdot\frac{d^3\,y}{d\,x^3}\cdot\frac{R}{\delta}\cdot\frac{(\nu-1)}{\nu}.$$

Die Bestimmungsgleichung für ω und damit für a wird aus (22), (23) und (24) nach Elimination von y und $\frac{d^3\,y}{d\,x^3}$ erhalten. Da die Dehnung der Bodenbleche die Ergebnisse nur in geringem Maße beeinflußt, möge sie zur Abkürzung der Rechnung vernachlässigt werden; dann kann ω unmittelbar aus (22) gerechnet werden. Mit $\frac{M_0}{E'\,J_u} = \frac{d^2\,y}{d\,x^2} = 0{,}000\,010\,156\,M_0$ und $y = 0$ ergibt Gl. (22) $\frac{d\,y}{d\,x} - 0{,}000\,084\,535\,M_0 + 0{,}019\,405 = 0$; werden nun die Größen M_0 und $\frac{d\,y}{d\,x}$ des Mantelfußes durch die gleichartigen Größen M_R und $\left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_R$ des Plattenrandes ersetzt, wobei im Sinne der getroffenen Vorzeichenfestlegungen $-M_R$ an Stelle M_0 und $-\left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_R$ an Stelle $\frac{d\,y}{d\,x}$ zu treten haben (Abb. 3), so gelangt man zu $\left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_R - 0{,}000\,084\,535\,M_R - 0{,}019\,405 = 0$.

Abb. 3. Mantelfuß.

Für M_R und $\left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_R$ die Werte nach (18b) und (16c) in diese Gleichung eingesetzt und dieselbe nach ω aufgelöst, erhält man $\omega = 0{,}030\,884$ und damit $\alpha = 0{,}969\,116$, $a = 581{,}47$ cm, $M_R = -147{,}6$ kgcm/cm, $\left(\frac{d\,\xi}{d\,r}\right)_R = 693{,}10^{-5}$, $\varkappa = 0{,}027\,813$ und schließlich, aus (23), $Q_0 = 22{,}9$ kg/cm. Die Platte hebt sich nur längs eines 18,53 cm breiten Streifens von der starren Unterlage ab. Die größte Ausbiegung entsteht in 4,64 cm Entfernung vom äußeren Plattenrand und beträgt 0,14 mm (Abbild. 4). Aus $\varkappa$ bestimmt sich der Auflagerdruck längs des Kreises a mit 8,1 kg/cm; der Auflagerdruck am äußeren Plattenrand beträgt dann 24,0 kg/cm.

Zum Vergleich wird noch die näherungsweise Berechnung nach Aufsatz Fußnote [1]) durchgeführt:

Den Näherungswert $\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{3\,E'\,J}\sqrt{\frac{M_0^3}{p}}$ in (22) eingesetzt, gelangt man zu $-0{,}000084535\,M_0 + 0{,}019405 = \frac{1}{197\,885}\sqrt{\frac{M_0^3}{1{,}74}}$, woraus $M_0 = 148{,}0$ kgcm/cm und, mit (23), $Q_0 = 22{,}9$ kg/cm erhalten wird.

Zwischen den Ergebnissen der Näherungsberechnung und der Berechnung nach der Plattentheorie besteht in diesem Falle praktisch volle Übereinstimmung. Auch die Nachrechnung des im Aufsatz Fußnote [1]) untersuchten, größeren Behälters (28,5 m ϕ) zeigt, daß die Ergebnisse beider Berechnungsarten wenig verschieden sind. Da die Anlage- und Belastungsverhältnisse der in Betracht stehenden Bauwerke meist derartige sind, daß die Plattenverbiegungen sich nur auf einen im Vergleich zum Außenhalbmesser schmalen Plattenstreifen erstrecken, so wird im allgemeinen das vorerwähnte Näherungsverfahren zur Berechnung des Mantelfußes und der Bodenplatte völlig hinreichen. Damit ist aber auch die Möglichkeit gegeben, die Ausbildung des Mantelanschlusses (Art der Krafteintragung), sowie die allfällige Verstärkung des Plattenrandes bei der Bestimmung der Bodenverformung zu berücksichtigen, ohne umfangreichere Berechnungen anstellen zu müssen.

II. Elastisch nachgiebige Unterlage.

In der Absicht, auf möglichst einfachem Wege eine Näherungslösung für den Spannungs- und Formänderungszustand der wieder mit p und M_R belasteten Kreisplatte herzuleiten, wird vorausgesetzt, daß die Oberflächenlast p hinreichend groß sei, um ein Abheben der Platte zu verhindern; gleichzeitig wird angenommen, daß zwischen der Einsenkung ξ der Unterlage und dem an gleicher Stelle wirksamen Bodendruck q die lineare Beziehung

$$(25)\qquad \xi = \frac{1}{\beta}\,q$$

bestehe. β ist ein Festwert der Unterlage („Bettungsziffer"). Die Beziehung (25), welche für die schwimmende Platte strenge gilt, stellt bei fester Unterlage nur eine, je nach Beschaffenheit der Unterlage, mehr oder minder zutreffende Näherungsannahme dar, da ja die Einsenkung ξ nicht nur von dem am selben Orte wirkenden Bodendruck, sondern auch von den Drücken aller Nachbargebiete abhängig ist. Da jede schärfere Erfassung der Unterlagenverformung zu umständlichen Berechnungen führt, wird die einfache Beziehung (25), deren Anwendung sich bei der Berechnung der Oberbauschwellen bewährt hat, meist auch bei biegungssteifen Unterlagen herangezogen (Verschraubungen im Holzbau, Betonpressungen längs einbetonierter Kragträgerenden, Druckverteilung unter Auflagerplatten usw.). Es war daher naheliegend, die Näherungsbeziehung (25) auch im vorliegenden Falle den Untersuchungen zugrunde zu legen.

Die Differentialgleichung der achsensymmetrisch belasteten Kreisplatte lautet allgemein

$$(26)\qquad \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial}{\partial r}\right)^2\xi = \frac{12\,(\nu^2-1)}{\nu^2\,E\,\delta^3}\,\bar{p}\ ^{3)};$$

$\bar{p}$ bedeutet die resultierende Plattenbelastung, hier also

$$(27)\qquad \bar{p} = p - q = p - \beta\,\xi.$$

Mit Einführung der Hilfsgröße

$$(28)\qquad l = \sqrt[4]{\frac{12\,(\nu^2-1)\,\beta}{\nu^2\,E\,\delta^3}}$$

kann (26), nach Ausführung der angezeigten Differentiationen und unter Beachtung von (27), geschrieben werden

$$(26\text{a})\quad \frac{d^4\,\xi}{d\,r^4}+\frac{2}{r}\cdot\frac{d^3\,\xi}{d\,r^3}-\frac{1}{r^2}\cdot\frac{d^2\,\xi}{d\,r^2}+\frac{1}{r^3}\cdot\frac{d\,\xi}{d\,r}-l^4\left(\frac{p}{\beta}-\xi\right)=0.$$

[3]) S. Quellenangabe Fußnote [2]).

Die Breite jenes ringförmigen Plattenstreifens, der für die Verbiegung hauptsächlich in Betracht kommt, wird auch im vorliegenden Falle gegenüber dem Plattenhalbmesser R verhältnismäßig klein bleiben; für die Elemente dieses Plattenbereiches werden daher die Abstände r im Vergleich zu den Verschiebungen ξ sehr groß sein. Unterdrückt man demnach in (26a) alle Glieder, welche r im Nenner enthalten, so gelangt man zu

$$\frac{d^4 \xi}{d r^4} + l^4 \left(\xi - \frac{p}{\beta}\right) = 0. \tag{26b}$$

Das vollständige Integral dieser Differentialgleichung lautet, wenn an Stelle der Exponentialfunktionen mit imaginären Exponenten Kreisfunktionen eingeführt werden,

$$\xi = \frac{p}{\beta} + e^{\frac{l r}{\sqrt{2}}} \left[A \cos\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right) + B \sin\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right)\right] + e^{-\frac{l r}{\sqrt{2}}} \left[C \cos\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right) + D \sin\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right)\right]. \tag{29}$$

Die elastische Fläche besteht aus konzentrischen Ringwellen. Im Randbereich der Platte stellt $e^{+\frac{l r}{\sqrt{2}}}$ eine sehr große Zahl dar, $e^{-\frac{l r}{\sqrt{2}}}$ ist daher sehr klein; da ferner die Ringwellen, wegen des nach innen zu abnehmenden Einflusses von M_R, gegen den Plattenmittelpunkt hin immer flacher werden müssen, können die Konstanten C bzw. D gegenüber A bzw. B nicht derart groß sein, daß im Randbereich der dritte Summand der rechten Seite von (29) noch einen wesentlichen Beitrag zu ξ ergeben würde. Mit Unterdrückung dieses Summanden entsteht aus (29) die vereinfachte Beziehung

$$\xi = \frac{p}{\beta} + e^{\frac{l r}{\sqrt{2}}} \left[A \cos\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right) + B \sin\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right)\right]. \tag{29a}$$

Die Konstanten A und B sind aus folgenden Randbedingungen bestimmbar: Bleibt die Eigengewichtslast, welche vom Mantelfuß auf die Bodenplatte übertragen wird, außer Betracht, so muß am Plattenrande $r = R$ die Scherkraft t_R verschwinden. Da die Scherkraft allgemein durch

$$t_r = -\frac{\nu^2 E}{(\nu^2 - 1)} \cdot \frac{\delta^3}{12} \cdot \frac{d}{d r}\left(\frac{d^2 \xi}{d r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d \xi}{d r}\right) \tag{30}$$

gegeben ist, muß daher für $r = R$

$$\frac{d}{d r}\left(\frac{d^2 \xi}{d r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d \xi}{d r}\right) = 0 \tag{31}$$

bestehen. Aus (29a) erhält man zunächst

$$\frac{d \xi}{d r} = \frac{l}{\sqrt{2}} e^{\frac{l r}{\sqrt{2}}} \left[(A + B) \cos\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right) + (B - A) \sin\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right)\right] \tag{32}$$

$$\frac{d^2 \xi}{d r^2} = l^2 e^{\frac{l r}{\sqrt{2}}} \left[-A \sin\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right) + B \cos\left(\frac{l r}{\sqrt{2}}\right)\right] \tag{33}$$

und damit aus (31), für $r = R$,

$$A \left\{-\frac{l^2}{\sqrt{2}}\left[\sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right)\right] - \frac{l}{R} \sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \frac{1}{R^2 \sqrt{2}}\left[\sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) - \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right)\right]\right\} = B \left\{\frac{l^2}{\sqrt{2}}\left[\sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) - \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right)\right] - \frac{l}{R} \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \frac{1}{R^2 \sqrt{2}}\left[\sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right)\right]\right\} \tag{34}$$

als erste Bestimmungsgleichung für die Konstanten.

Am Plattenrande $r = R$ müssen ferner die Biegungsspannungen σ_r dem Moment M_r das Gleichgewicht halten:

$$M_R = \frac{\delta^2}{6} (\sigma_r)_{r = R,\; x = \frac{1}{2}\delta}. \tag{35}$$

Für σ_r gilt wieder die Gl. 3 und man erhält mit (32) und (33)

$$M_R = -\frac{\nu G \delta^3}{6(\nu - 1)}\, l\, e^{\frac{l R}{\sqrt{2}}} \left\{A\left[-\nu l \sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \frac{1}{R\sqrt{2}}\left(-\sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right)\right)\right] + B\left[\nu l \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \frac{1}{R\sqrt{2}}\left(\sin\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right) + \cos\left(\frac{l R}{\sqrt{2}}\right)\right)\right]\right\}. \tag{35a}$$

Ist M_R bekannt, so können aus (34) und (35a) die Konstanten A und B gerechnet werden. Für den Behälterboden ist M_R nicht unmittelbar gegeben; aus den Übergangsbedingungen für den Mantelfuß kann aber wieder eine Beziehung zwischen M_R und $\frac{d\xi}{dr}$ abgeleitet werden. Mit Einführung der Werte für M_R aus (35a) und für $\frac{d\xi}{dr}$ aus (32) wird daraus wieder die zweite Bestimmungsgleichung für die Konstanten erhalten.

Anwendungsbeispiel: Unter der Annahme, daß die Bodenunterlage bei einer Pressung von 1 kg/cm² eine Einsenkung von 0,02 cm erfährt, soll der im vorigen Abschnitt untersuchte Behälter von 12 m Höhe und 12 m ϕ nochmals durchgerechnet werden.

Mit $\beta = \frac{1}{0{,}02} = 50$ kg/cm³ wird $l = \sqrt[4]{\frac{12(\nu^2 - 1)\beta}{\nu^2 E \delta^3}} = 0{,}16593$, $\frac{l R}{\sqrt{2}} = 70{,}3971$, $\frac{p}{\beta} = \frac{1{,}74}{50} = 0{,}0348$, $e^{\frac{l R}{\sqrt{2}}} = 3{,}7417 \cdot 10^{30}$. Aus (34) entsteht $B = -1{,}8587\, A$, und damit aus (35a) $M_R = +10152\, A \cdot 10^{30}$, und aus (32), für $r = R = 600$ cm, $\left(\frac{d\xi}{dr}\right)_R = -1{,}3104\, A \cdot 10^{30}$.

Abb. 4.
a) Plattenverformung für $\beta = 50$ kg/cm³
b) Verlauf der Spannungen σ_r und σ_t zu a)
c) Plattenverformung für $\beta = 500$ kg/cm³
d) desgl. für starre Unterlage.

Diese Werte für M_R und $\left(\frac{d\xi}{dr}\right)_R$ in (22a) eingesetzt, ergibt $A = -0{,}00895 \cdot 10^{-30}$. Damit wird erhalten

$$M_R = -90{,}8 \text{ kgcm/cm}, \left(\frac{d\xi}{dr}\right)_R = +1172 \cdot 10^{-5},$$

und aus (29a), als Einsenkung am Plattenrande, $\xi_R = 0{,}0849$ cm, wovon der Betrag von 0,0348 cm auf die lotrechte Plattenbelastung p entfällt. Größter Bodendruck $q_R = 4{,}2$ kg/cm².

Abb. 4 zeigt einen Radialschnitt der elastischen Fläche und den Verlauf der radialen und tangentialen Biegungsspannungen. Zum Vergleich ist auch die für starre Unterlage errechnete Formänderung der Platte dargestellt.

Die außer Betracht gebliebenen Eigengewichtslasten, welche am Mantelfuß auf den Behälterboden einwirken, verursachen eine stärkere Verformung der Bodenplatte. Die Berücksichtigung dieser Lasten des Plattenrandes würde keine Schwierigkeiten bieten: bei der Bestimmung der Integrationskonstanten wäre bloß die Scherkraft für $r = R$ nicht gleich Null anzunehmen, sondern dieser Plattenbelastung je Einheit Umfang gleichzusetzen.

Die hier in Rechnung gestellte Bettungsziffer $\beta = 50$ kg/cm³, welche beispielsweise für unmittelbare Auflagerung des Behälters auf gewachsenem Boden gelten könnte, entspricht einer verhältnismäßig nachgiebigen Unterlage. Es sollen daher noch Rechnungsergebnisse, welche einer Unterlage mit größerem Verformungswiderstand zugehören, mitgeteilt werden:

Unter Zugrundelegung der Bettungsziffer $\beta = 500$ kg/cm³ führt die Durchrechnung desselben Behälters zu

$$M_R = -123{,}4 \text{ cm kg/cm}, \quad \left(\frac{d\xi}{dr}\right)_R = 898{,}10^{-5}, \quad \xi_R = 0{,}0251 \text{ cm}, \quad q_R = 12{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zugehörige Verformung des Behälterbodens ist in Abb. 4c dargestellt. Die Bettungsziffer $\beta = 500$ kg/cm³ ist mit diesem Betrage für das vorgesehene gemauerte Ringfundament, nach der Größe der elastischen Zusammendrückung desselben, geschätzt worden. Meist dürften den gemauerten Fundamenten noch höhere Bettungsziffern entsprechen; der Geltungsbereich des entwickelten Berechnungsverfahrens für die Platte wird aber bereits im vorliegenden Falle überschritten. Wie nämlich aus Abb. 4c zu ersehen ist, hebt sich die Platte schon ein wenig von der Unterlage ab und die Rechnung würde für diesen Abschnitt negative Bodendrücke ergeben. Immerhin ist aber zu erkennen, daß zwischen dem wirklichen und dem nach Grenzfall I errechneten Spannungszustand der Platte keine großen Unterschiede mehr bestehen können, und daß besonders in jenen Fällen, in welchen den Fundamenten noch höhere Bettungsziffern zugehören, die für starre Unterlage durchgeführte näherungsweise Berechnung des Mantelanschlusses und der Bodenplatte zu brauchbaren Ergebnissen führen wird.

Die Stahlkonstruktion zum „Haus des Rundfunks" in Berlin.*

Von **A. Dürbeck**, Berlin-Pankow.

Zu den vielen Großbauten im Brennpunkte „Neu-Berlin" am Reichskanzlerplatz, die den Verwendungszweck des Stahles in der mannigfachsten Art zeigen, ist im Januar d. J. ein neuer, besonders eigenartiger hinzugekommen, nämlich das „Haus des Rundfunks" in Berlin-Westend in der Masurenallee. Zeigen die benachbarten Ausstellungshallen den Baustoff Stahl hauptsächlich als Überbrücker von großen Spannweiten und Räumen ohne Unterbrechungen mit größten Fensterflächen zur besten Hallenbeleuchtung, so findet im Rundfunkhaus der Stahl infolge der Verschiedenheit der einzelnen Baukörper im Geschoßbau für Deckenträger und Stützen Verwendung, in den Hallenbauten für die Skelettkonstruktion zur Übertragung großer Lasten auch bei erheblichen Spannweiten unter besonderer Berücksichtigung der funktechnischen Bedingungen.

Diese letzteren Anforderungen und die gegebenen Straßenführungen haben nach den Entwürfen von Prof. H. Poelzig den Grundriß der Bauanlage nach Abb. 1 ergeben, dessen Hauptfront von 155,86 m Länge und 4 bzw. 5 Geschossen an der Masurenallee liegt mit bogenförmig ansetzenden Randblöcken von gleicher Geschoßanzahl an der Bredtschneiderstraße und einer Privatstraße. In diesen Randbauten sind die Büro- und Verwaltungsräume der Reichs-Rundfunk-Gesellschaft, der Funkstunde AG. und der Deutschen Welle G. m. b. H. untergebracht. Im Blockinneren liegen, gegen Straßenlärm geschützt, die drei Sendesäle, die unter sich und gegen die Randbauten gegen Schallübertragungen besonders isoliert sind und zu Aufnahme-, Regie- und Probezwecken dienen. Durch einen großen Lichthof hinter dem Haupteingang ist eine gemeinsame Verbindung der einzelnen Baulichkeiten unter sich in den verschiedenen Stockwerken hergestellt und durch Gänge links und rechts vom großen Sendesaal in jedem Stockwerk direkte Verbindung mit den Räumen an der entgegengesetzten Ecke geschaffen. Die keilförmige Gestalt der drei Sendesäle ist auf Grund von raumakustischen Anforderungen gewählt.

Die gesamte bebaute Fläche beträgt 7600 m², der umbaute Raum umfaßt 138 000 m³.

Statische Unterlagen.

Die zulässige Beanspruchung der Deckenträger beträgt bis 1400 kg/cm² unter Berücksichtigung der Durchbiegung bei Längen über 7 m, die der normalen Stützen mit nur senkrechter, zum Teil exzentrischer Belastung 1200 kg/cm², einschließlich Windbelastung bis 1400 kg/cm², die zulässige Pressung zwischen Stützenfuß und Betonfundament wurde auf 20 kg/cm², zwischen Fundament und Erdboden auf 4 kg/cm² begrenzt.

Für die Decken der Geschoßbauten der Randbebauung (und der Säle) wurden folgende Belastungen zugrunde gelegt: Massive Dachdecke 590 kg/m² einschließlich 150 kg/m² für Schnee und zufällige Lasten und einschließlich 60 kg/m² für untergehängte Rabitzdecke; massive Geschoßdecken 790 kg/m² einschließlich 250 kg/m² für Nutzlast und 60 kg/m² für Rabitzdecke bei den Obergeschossen bzw. 950 kg/m² bei 500 kg/m² Nutzlast für die Erdgeschoßdecken und Eingänge.

Für die große Halle (Senderaum I) beträgt die gesamte Dachlast über den Gängen 590 kg/m², jedoch über dem Saal, der einen Dachgarten trägt, 950 kg/m² einschließlich der Pfetten und Binder bei 500 kg/m² Nutzlast, 75 kg/m² Schnee und dem Eigengewicht der Hohlsteindecke mit Fliesenbelag in Asphalt. Am Untergurt der Binder wirken außerdem 140 kg/m² aus Rabitzdecke, ihren Trägern und dem Bindergewichtsanteil. Das Dach des nachträglich angeordneten Restaurantaufbaues aus 6 cm Leichtsteindecke mit Doppelpapplage und Rabitzdecke wird belastet mit 300 kg/m² einschließlich einer Schneelast von 75 kg/m². Die Pfetten sind als teilweise eingespannte Träger unter Berücksichtigung einer kleinsten Durchbiegung von $^1/_{500}$ der Stützweite in den 7,35 m großen Randfeldern berechnet, die unteren Träger für die Rabitzdecke als Balken auf zwei Stützen, d. h. stumpf gegen Binderuntergurt gestoßen, gleichfalls bei Beachtung der Durchbiegung. Zwecks Stahlersparnis ist das 38 cm starke Mauerwerk zwischen den Stützen der Längswände in lochporösen Steinen ausgeführt und wird geschoßweise von etwa 7,35 m langen Peiner Trägern abgefangen.

Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß.

Die Decken in den Gängen über 3. bis 1. Obergeschoß zwischen Saal I und Außenwand haben 715 kg/m² Gesamtlast bei 250 kg/m² Nutzlast, über Erdgeschoß und Keller jedoch 950 kg/m² Gesamtlast bei 500 kg/m² Nutzlast. Da auch der große Saal von etwa 29,3 m mittlerer Breite und etwa 47,5 m Länge vollständig unterkellert ist, wie Abb. 2 zeigt, konnten bei gleichmäßiger Stützenstellung die Kappendeckenträger als teilweise eingespannt gerechnet werden. Die Träger, die gleichzeitig Decken- und Wandträger sind, wurden, ihrer Stützweite entsprechend, gleichfalls auf Durchbiegung untersucht. Die Pfeiler in den 6,0 × 7,35 m großen Feldern im Keller sind für Aus-

führung in Klinkern mit Zementmörtel bei 15 kg/m² zulässiger Beanspruchung berechnet.

Die sechs Binder B_I bis B_{VI} in 7,35 m Entfernung, deren Stützweite entsprechend dem trapezförmigen Grundriß von 32,928 m bis auf 26,39 m abnimmt, sind je als Träger auf zwei Stützen berechnet und am Kopf der Wandstützen aufgelagert. Diese selbst sind als Pendelstützen außerdem zur Aufnahme des Winddruckes von 100 kg/m² auf eine Länge von 12 m biegungsfest ausgebildet und geben die waagerechten Windauflagerdrücke auf die massive Kellerdecke bzw. den Windträger von 47,0 m Stützweite in der Untergurtebene der Binder ab. Das Auflager für den Windträger bilden die Windböcke in den 1 Stein starken Fachwerkwänden der Giebelseiten.

Der nachträglich geforderte Aufbau eines Restaurants auf dem Dachgarten änderte am statischen Prinzip der Halle nichts. Die zur Überdeckung des Aufbaues benötigten zwei Binder von etwa 33,0 bzw. 31,63 m Stützweite bei 7,35 m Abstand untereinander und von der großen Giebelwand übertragen ihre senkrechten Lasten durch neue Stiele auf die Hauptstützen, während die Windlasten auf die aus lochporösen Steinen bzw. Verglasung bestehenden Umfassungsmauern durch in der Obergurtebene der aufgestockten Binder liegende Windträger und die erwähnten Windträger der Hauptbinder aufgenommen und nach den Längswänden übertragen werden. Trotz der Zusatzbelastung durch den Aufbau blieben die Beanspruchungen der betreffenden Stützen und Fundamente innerhalb der zulässigen Grenzen.

Abb. 2. Querschnitt durch die große Halle (Senderaum I).

Die statischen Unterlagen für die beiden kleinen Senderäume links und rechts der Hauptachse sind ähnlich wie für den Hauptsenderaum Saal I. Da die Dachhaut über den Sälen II und III nicht zum Aufenthalt von Menschen dient, ist die Hohlsteindecke nur 10 cm stark und die Binderbelastung am Obergurt 520 kg/m², die am Untergurt durch Eigengewicht und Rabitzdecke 120 kg/m². Dachpfetten, Rabitzträger und Binder als einwandige Parallelträger sind sinngemäß wie für das Dach über dem Hauptsaal berechnet. Eine Berechnung der Längswände von 38 cm Stärke auf Winddruck kam hier infolge der Form und Lage und einer Galerie an einer Längsseite nicht in Frage.

Das massive flache Dach über dem mehrgeschossigen Bauteil der Säle II und III ist für eine gesamte Last von 590 kg/m², die Geschoßdecken über 1. Geschoß, Erdgeschoß und Keller mit 950 kg/m² Gesamtlast berechnet. Mit Ausnahme der Kappenträger über dem Erdgeschoß wurden alle übrigen Kappenträger und die Dachpfetten als teilweise eingespannte Träger gerechnet. Die Unterzüge über dem 1. Obergeschoß kragen etwa 2,5 m aus, um die 1 Stein starke Außenwand des darüberliegenden großen Raumes aufzunehmen, während die Kappenträger am entgegengesetzten Ende auskragen, um die innenliegende Fachwerkwand von 12,5 m Höhe aufzunehmen.

Der Berechnung des großen Oberlichtes über dem Lichthof hinter dem Haupteingang Masurenallee liegen folgende Annahmen zugrunde: Kittlose Glaseindeckung einschließlich Schnee und Eigengewicht bei 30° Neigung der Dachflächen 130 kg/m², angehängte waagerechte Staubdecke 30 kg/m², massive umlaufende Wanddecke 70 kg/m². Der Wind von 125 kg/m² in der Längsrichtung wird durch biegungsfeste Verlängerungen der unteren Stützen von diesen aufgenommen.

Für die Belichtung der zwei Seitentreppen von dreieckförmigem Grundrisse am Haupteingang sind waagerechte, begehbare Oberlichte mit Rohglasplatten in eisenbewehrtem Beton von $g = 220$ kg/m² sowie Staubdecken von $g = 30$ kg/m² mit Bimsbetonplatteneinfassung von $g = 70$ kg/m² vorgesehen. Ähnliche, nur geringere Belastung erfährt das Glasdach über der Halle am entgegengesetzten Bauteil. — Die Gesamtbelastung der massiven Treppen beträgt 1000 kg/m² bei 500 kg/m² Nutzlast.

Konstruktive Gestaltung des Stahlbaues.

Bei durchschnittlich 2,5 m Belastungsbreite und 8,09 m lichter Weite der Dach- bzw. Deckenträger über dem 3. Obergeschoß der Randbauten werden diese aus I P 32 gebildet. Eine Ausnahme machen die höherliegenden Dachträger aus I P 38 über dem Mittelbau an der Masurenallee und die Träger aus I P 30 in den Decken der gegenüberliegenden Dreieckspitze. Die Deckenträger über 2., 1. Ober- und Erdgeschoß wechseln von I P 32 bis I P 36. Während vorgenannte Geschosse mit 8,09 m bis 8,50 m lichter Weite ohne Unterstützung gespannt sind, konnten die Deckenträger über den Kellerräumen durch Unterzüge und gemauerte Pfeiler nochmals abgefangen werden und bestehen meist aus I 22 und 24. Nur in den Kellerräumen des Bogenschnittpunktes war diese Unterstützung nicht möglich und daher I 34 und I 36 als Deckenträger und I P 30 als Unterzüge infolge des vergrößerten Kellerraumes erforderlich. Abweichend von dem übrigen Bauteil sind hier die Deckenträger als Kragträger über Unterzügen bzw. Stützen durchgeführt, um in jedem Obergeschoß eine Galerie nach dem kleinen Lichthof aufzunehmen.

Abb. 3. Stützenfußausbildung.

Großer Wert wurde auch darauf gelegt, die Fensterpfeiler und die Zwischenwände an Treppen und Aufzügen durch kräftige Flachstahlanker am Ausweichen zu verhindern, sowie auch die Deckenträger selbst mit Winkel- bzw. ⊏-Ankern zu versehen, da die Außenmauern der Randbauten ohne Fugen sind. Einige größere Öffnungen zwischen Haupteingang und großem Lichthof bedingten Blechträger von 6,3 m Stützweite und 650 mm Höhe der Stehbleche in normaler Ausführung. Bei der Stahlkonstruktion über dem großen Lichthof ist noch zu bemerken, daß die Sprossen aus ⊥-Profilen 35 · 35 · 5 in der Längsrichtung bzw. ⊥-Profilen 80 · 80 · 9 in der Querrichtung der Staubdecke gegen die Unterzüge aus I 18 auf der Baustelle verschweißt wurden und somit der Anschluß sich ziemlich einfach gestaltete.

Die das große Oberlicht sowie die Unterzüge der umlaufenden Gänge am großen Lichthof aufnehmenden Stützen steigern ihren Querschnitt von I P 16 unter den Bindern im 4. Obergeschoß bis auf I P 24 im Keller für die Mittel- bzw. I P 28 für die Eckstützen. Die am meisten belasteten Eckmauerstützen bestehen jedoch aus je zwei durch Bindebleche verbundene I P 24 mit einer Fußplatte von 62 × 200 cm² im Keller. Die Stützenstöße im Abstand von zwei Geschoßhöhen sind voll gedeckt. Um an Bauhöhe der Stützenfüße und daher Ausschachtungstiefe zu sparen, erfolgt die Übertragung der Stützenlast aus dem Schaft nach der Fußplatte durch je I I P-Träger, deren obere innere Flanschen zwecks Durchführung des Schaftes und der Seitenbleche auf Schaftbreite ausgebrannt sind (Abb. 3). Für einen Stützendruck von 240 t sind die am kleinen Lichthof befindlichen Stützen berechnet, die vom 4. Obergeschoß bis zum Keller durchgehen und unten aus I I 40 mit 464 mm Mittenabstand zum Durchführen der auskragenden Deckenträger sowie einer Fußplatte von 80 × 150 cm bestehen.

Da der große Saal I in der Mittelachse als Hauptsenderaum (Abb. 2) den Kern des gesamten Betriebes bildet, seine Abmessungen mit rd. 34 m größter Breite und 47,5 m größter Länge bei 25,3 m größter Höhe vom

Keller bis zum First des Restaurantaufbaues die bedeutendsten sind, ist die konstruktive Gestaltung dieses Stahlskelettbaues auch am interessantesten. Infolge einer Spannweite von 32,93 m der Binder und der schweren, massiven Decken bedingen die Stabkräfte von max $\pm$ 361 t in den parallelen Gurtungen, bzw. — 171 t im 1. Schrägstab am Auflager eine doppelwandige Ausbildung der Binder mit trogförmigem Querschnitt der Gurtungen, die zum Teil aus ⊐⊏ 30, 3 oberen Platten 480 × 12 und ein I P 24 im Inneren des Querschnittes bestehen. Die Füllstäbe werden aus ⊏-Profilen gebildet, nur die erste Schräge hat ein I P 24 mit ⊐⊏ 24 zum Querschnitt.

Die vorgesehene größte Überhöhung in Bindermitte beträgt 40 mm.

Die Pfetten, I 32 in den Mittel-, I 36 in den Endfeldern als teilweise eingespannte Träger mit Stoß über den Bindern in 7,35 m Abstand ausgebildet, liegen mit Rücksicht auf das Gefälle von 1 : 67,5 der Dachhaut auf Aufsattelungen steigender Höhe.

Bei der konstruktiven Ausführung der großen Windverbände mit Flachstahlschrägen in Höhe der Binderuntergurte ist Wert auf Einhaltung der theoretischen Systemlinien gelegt, wodurch sich allerdings Knotenbleche von erheblichen Abmessungen nicht vermeiden ließen.

Abb. 4. Aufstellung der Stahlkonstruktion für Senderaum I.

Die 12 Stützen von je 16,1 m Länge zur Aufnahme der vorgenannten Binder sowie sonstigen Dach- und Deckenlasten mit maximal 290 t Stützendruck bestehen aus je I I P 34 mit 400 mm Mittenabstand, deren Stoß über dem Erdgeschoß liegt. Die Übertragung der Stützenlast auf die 75 × 200 cm großen Fußplatten erfolgt durch je zwei waagerechte I 55 von 200 cm Länge, deren Höhe besondere seitliche Fußbleche am Schaft erübrigt (Abb. 3).

Die Ausführung der Trägerlagen im Saal I bietet nichts besonderes mit Ausnahme der Deckenträger ±28 in den Mittel-, I 32 in den Endfeldern über dem Keller, deren Stöße über den Unterzügen I 45 bzw. Pfeilern in den 6,0 × 7,35 m-Feldern entsprechend der Berechnung als teilweise eingespannte Träger ausgeführt sind.

Die 1 Stein starken Fachwerkwände an den Giebelseiten des Saales, die von den anstoßenden Gebäuden durch eine etwa 10 cm starke Schutzschicht getrennt sind, nehmen den Hauptwindverband auf und haben Stützen aus I I 26. Zur weiteren Aufnahme der Deckenlasten, Stützen und Fachwerkwände werden sie, um die Trennfuge gegen Schallübertragungen vollständig durchzuführen, von Unterzügen zwischen den auskragenden Deckenträgern der Kellerdecke abgefangen.

Um Verbindungen zwischen dem vorderen Teil des Gebäudes an der Masurenallee und dem gegenüberliegenden Teil an der Spitze zu schaffen, sind links und rechts zum großen Saale in jedem Stockwerk Gänge angeordnet, die vom Senderaum durch 38 cm starke Wände aus lochporösen Steinen getrennt sind. Diese Wände werden geschoßweise durch Unterzüge abgefangen, die außerdem die Deckenträger der Seitengänge aufnehmen.

Abb. 5. Haus des Rundfunks. Ansicht von der Masurenallee.

Entsprechend der kleineren Stützweite der Binder von maximal 14,2 m über den beiden kleinen Senderäumen von 17,4 m größter Breite und 30,7 m Länge sowie der geringeren Belastung ist hier die Stahlkonstruktion einfacher. Pfetten I 22 auf einwandigen, parallelen Fachwerkbindern von 1,52 m Systemhöhe sowie Binderstützen von 13,2 m Länge aus je einem I P 26 bilden die Haupttragglieder der kleinen Hallen, während die Deckenträger über dem Keller aus I 26 und 28 mit entsprechendem Stoß über den Unterzügen I $42\frac{1}{2}$ bis I $47\frac{1}{2}$ von 5,70 m bis 6,70 m Stützweite bestehen. Die Stahlfachwerkwände zum Abschluß gegen die anliegenden Bauteile an den Giebeln sind hier auch nur 14 cm stark.

Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Mit der Verlegung der Träger und Aufstellung der Stützen in den Randbauten wurde Anfang August 1929 begonnen. Ihre erst Ende November 1929 erreichte Vollendung ist durch den etwa sechswöchigen Rohrlegerstreik zu erklären, der die Maurerarbeiten an den Pfeilern und daher auch das Verlegen der Träger zum Stillstand brachte. Mitte Januar 1930 wurde mit dem Aufstellen der Stahlkonstruktion für Saal III, zwei Wochen später für Saal II und Ende Februar 1930 für den großen Senderaum begonnen. Die gesamte Montage der Stahlkonstruktion war April 1930 beendet.

Da die Randbauten zuerst ausgeführt wurden, mußte die Stahlkonstruktion der Binder für Saal I in einzelnen Teilen eingebracht, am Boden ausgelegt und zusammengenietet werden. Das Hochbringen der bis zu 32 t schweren Binder geschah mit Hilfe von zwei Gittermasten bei elektrischem Antrieb der Winden (Abb. 4). Dadurch war es möglich, je Woche ein gesamtes Joch aus vier Stützen, zwei Bindern mit Pfetten zusammenzubauen und zu montieren. Soweit die Stahlkonstruktion eingemauert wurde, erhielt sie auf der Baustelle vor dem Einmauern einen Zementanstrich, sichtbare Teile einen einmaligen Grundanstrich.

Bauliche Einzelheiten.

Der Baugrund besteht aus gutem Sand, in größeren Tiefen scharfem Kies, der eine Belastung von 4 kg/cm² rechtfertigt. Da der Grundwasserspiegel an diesem mit am höchsten gelegenen Platze Berlins sehr tief liegt, war eine besondere Kellerabdichtung nicht nötig und alle Stützenfundamente konnten als gewöhnliche Betonfundamente ausgeführt werden.

Die Wände der massiven Geschoßbauten sind im Keller 64 cm stark, 51 cm im Erd- und 1. Obergeschoß und 38 cm im 2. bis 4. Geschoß und in der Front der Masurenallee mit dunklen, metallisch schimmernden Eisenklinkern verkleidet. Die Fachwerk-Trennwände der Schmalseiten sind 14 cm stark bei den kleinen Sälen bzw. 26 cm bei dem großen Saal.

In allen Fällen wurde zum Schutz gegen Geräuschübertragung auf eine gute Trennung Wert gelegt. Durch „Absorbit"-Platten der Firma Emil Zorn AG., Berlin, die mit heißem Bitumen auf das Mauerwerk der Hofseiten der Randbauten geklebt wurden und durch Ausfüllung des zwischen ihm und der Stahlfachwerkwand liegenden Hohlraumes von etwa 4 cm Stärke mit Korkschrot wurde ein guter Schutz gegen Luftschall- und Körperschallübertragung erreicht. Auch zwei waagerechte Isolierungen in den Außenmauern der Saalbauten sind vorgesehen, und zwar eine obere 8 mm starke Lage „Antivibrit", über denen die Deckenträger der Kellerdecke auflagern und eine

untere 12 mm starke Lage „Antivibrit" mit Blecheinlagen unter den Fußplatten der Stahlstützen im Keller und etwas höher im anschließenden Mauerwerk.

Da über dem Saal des großen Senderaumes ein Dachgarten bzw. die Kantine vorgesehen ist, besteht die massive Decke hier aus 15 cm starken Hohlsteinen mit 5 cm Schlackenbeton, Papplage und Fliesen in Asphalt. Die massive Dachdecke über der Kantine ist, da nicht begehbar, aus Zomacksteinen mit Abgleichschicht und doppellagiger Pappe gebildet. Die gleichfalls nicht begehbaren Dachdecken über den kleinen Sendesälen bestehen aus einer 10 cm-Hohlsteindecke mit 3 cm Überbeton, 6 cm Schlackenbeton und doppellagiger Asphaltpappe, während die Dachdecken über den Randbauten von 10 cm-Hohlsteinen mit 3 cm Überbeton, im Mittel 4,5 cm starkem Schlackenbeton zum Gefälleausgleich mit Asphaltbelag und doppellagiger Pappe gebildet werden. Die Geschoßdecken der Randbauten, Galerien und Flure haben an Stelle des Asphaltbelages hier einen 2 cm starken Zementestrich mit Linoleumbelag erhalten. Nur wo es aus feuerpolizeilichen Gründen erforderlich war, d. h. am Untergurt der Binder über den Sendesälen und der Kantine, wurde eine Rabitzdecke von 5 bzw. 6 cm Stärke vorgesehen.

Der Blitzschutz wurde in der bei Stahlskelettbauten üblichen Weise vorgesehen.

Die Leitungen für Heizung, Be- und Entwässerung sind unter Putz verlegt und Vorkehrungen getroffen worden gegen Übertragung von Geräuschen durch diese Leitungen. Stark- und Schwachstromleitungen (d. h. auch für Mikrophon- und Lautsprecheranlage) sind, um gegenseitige Störungen zu vermeiden, abwechselnd in jedem 2. Geschoß an entgegengesetzten Seiten der Gänge verlegt.

Dem Feuerschutz der Gebäude ist durch die Aufstellung einer genügenden Anzahl von Hydranten in den vier Höfen und in jedem Stockwerk sowie Total-Minimaxlöschern Rechnung getragen.

Am 23. Mai 1929 erfolgte die Grundsteinlegung, im August 1929 wurde mit den Bauarbeiten begonnen. Trotz Verzögerung durch 25 Regen- und Frosttage sowie 84 Streiktage konnte bereits am 22. Januar 1931 die festliche Eröffnung des Hauses stattfinden und Millionen Hörer wurden durch den Rundfunk Zeugen der Einweihung eines Bauvorhabens, das in der kurzen Entwicklungsgeschichte der Funkübertragung von $7^1/_2$ Jahren einen wichtigen Merkstein bilden wird. Auch hier hat der Stahl als Baustoff eine wichtige Funktion erfüllt und sich auch in funktechnischer Beziehung bewährt (Abb. 5).

Bauherrin ist die Reichsrundfunk-Gesellschaft, deren Treuhänderin die Deutsche Land- und Baugesellschaft mit Reg.-Bmstr. Bauder als Bauleitendem. Der Entwurf stammt von Prof. Poelzig, Architekt B. D. A., die statische Berechnung von Ziv.-Ing. Schieritz. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Firma Breest & Co., Berlin, geliefert und montiert, die Bauarbeiten wurden durch die Firma Ph. Holzmann ausgeführt.

Beitrag zur Feuersicherheit von Stahldeckenträgern.

Von Gerhard Mensch, Beratender Ingenieur VBI., Charlottenburg.

Die Frage, ob bei Stahldeckenträgern zum Tragen von gestelzten Massivdecken der Unterflansch mit Rücksicht auf Feuersicherheit ummantelt werden muß, ist vielfach umstritten und wird von den Baupolizeibehörden verschieden geregelt.

Die Erfahrungen, die Verfasser vor kurzem durch Untersuchung über die Möglichkeit der Wiederverwendung von Stahldeckenträgern nach einem Kellerbrande bei einem Industriebau sammeln konnte, dürften deshalb von besonderem Interesse sein. Der in Abb. 1 dargestellte Querschnitt des Gebäudes läßt seine äußeren Abmessungen erkennen, und Abb. 2 zeigt einen Querschnitt der Decke und der Deckenträger, deren Unterflansch nicht ummantelt war. In dem Keller waren Akten untergebracht, und der Brand, der erst nach einstündiger Dauer gelöscht werden konnte, war dementsprechend von großer Heftigkeit. Nach dem Brande wurde festgestellt, daß die zwischen den Deckenträgern liegenden gestelzten Steineisendecken fast sämtlich in der Feldmitte nach oben durchgebrochen waren und daß auch die Deckenträger eine Durchbiegung von 2 bis 4 cm nach oben aufwiesen. Der Grund für diese Erscheinungen dürfte darin liegen, daß durch die starke Erwärmung von unten die in den Decken liegenden unteren Eiseneinlagen sich verlängern und, da sie an den Enden nicht ausweichen können, die Deckenplatten als Druckstäbe exzentrisch belasten. Auch bei den Deckenträgern dürfte infolge der ungleichmäßigen Erwärmung die Durchbiegung nach oben auf die gleichen Gründe zurückzuführen sein.

Abb. 1. Querschnitt des Gebäudes.

Abb. 3. Probebelastungs-Anordnung.

Abb. 4. Vergleiche der rechnerischen und gemessenen Durchbiegungen.

Abb. 2. Querschnitt der Decke.

Nachdem die Massivdecken herausgeschlagen waren, wurde der Verfasser mit der Aufgabe betraut, die Deckenträger auf ihre Wiederverwendbarkeit zu untersuchen. Es kam darauf an, festzustellen, ob die Elastizität der Stahlträger durch den Brand verringert worden war. Zu diesem Zweck wurden die Träger einer Probebelastung unterzogen in der in Abb. 3 dargestellten Weise. Mit Hilfe einer Wasserdruckpresse wurde als Einzellast zunächst die der einfachen und dann die der 1,5fachen gleichmäßigen Belastung eines Deckenfeldes aufgebracht und die Träger danach wieder entlastet. Es zeigte sich, daß die Durchbiegung der Träger vollständig zurückging, und die Träger wurden dementsprechend im Bau belassen und wieder verwendet.

Aus Abb. 4 sind die rechnerischen und gemessenen Durchbiegungen zu ersehen. Danach ist anscheinend die rechnerische Durchbiegung etwas geringer gewesen. Es ist jedoch nicht ausgeschlossen, daß der Unterschied auf die Ungenauigkeit des Anzeigers bei der Presse zurückzuführen ist.

Anwendung der Gasschmelzschweißung im Stahlbau.

Der Stahlbau kannte bisher im allgemeinen — mit ganz wenigen Ausnahmen — die Anwendung der Gasschmelzschweißung nicht.

Wenn auch schon seit längerer Zeit Bestrebungen im Gange waren, die nicht zu unterschätzenden Vorteile der Gasschmelzschweißung dem allgemeinen Stahlbau nutzbar zu machen, so stand doch der Bauingenieur bisher immer noch diesem Schweißverfahren sehr skeptisch gegenüber.

Erst seit neuester Zeit trägt die Pionierarbeit im Gasschmelzlager insofern Früchte, als auf Grund ausgeführter Untersuchungsschweißungen an Kranen, kleinen Brücken u. dergl., die hauptsächlich von Dr.-Ing. H. Holler vorgenommen wurden, der Stahlbaukonstrukteur anfängt, der Gasschmelzschweißung ein gewisses Interesse abzugewinnen.

Mit der Annahme der Richtlinien für auszuführende Lichtbogenschweißungen im Stahlhochbau wurde gleichzeitig von seiten einsichtiger Fachleute des Bauingenieurwesens der Antrag gestellt, auch Richtlinien für die Gasschmelzschweißung in gewissem Sinne auszuarbeiten, um die Gasschmelzschweißung als vollwertig neben der Lichtbogenschweißung gelten zu lassen.

So wenig aber die ausgearbeiteten Richtlinien für die Lichtbogenschweißung in mancher Hinsicht dem Bauingenieure zusagen, ebensowenig Neigung findet man für die allgemeinen Richtlinien bezüglich der Gasschmelzschweißung. Theorie und Praxis stoßen hier hart aufeinander, zumal zwischen beiden Schmelzverfahren, aus völliger Unkenntnis heraus, krasse Unterschiede gemacht werden.

Abb. 1. Montage der „Landwirtschaftlichen Halle" auf der Bau-Ausstellung, Berlin 1931.

Die Vorzüge und Möglichkeiten bei der Anwendung der Lichtbogenschweißung sind unbestritten, aber das Alleinseligmachende ist die Lichtbogenschweißung dennoch nicht. Vorzüge wie leichte Nahtanordnung, schnelle Herrichtung, einfacher Schweißvorgang u. a. m. können durch den nicht zu unterschätzenden Elektrodenpreis, die geringere Schweißleistung, durch die hohe Amortisation je Arbeitsstunde bzw. je Arbeitsschweißmeter usw. aufgehoben werden, was meistens außer Betracht gelassen wird[1]).

Wenn heute noch immer in den Bauingenieur-Abteilungen großer Werke das Nieten dem Schweißen vorgezogen wird, so dürfte ein Hauptgrund für diese Einstellung darin zu suchen sein, daß der Konstrukteur über spärliche oder gar keine Erfahrungen auf dem Gebiet der Schweißtechnik verfügt. Fest steht ja, daß der Konstrukteur vorher niemals weiß, welchen Beanspruchungen seine konstruierte Schweißnaht am fertigen Werkstück in Wirklichkeit ausgesetzt ist. Manche Bauingenieure vertreten die Ansicht, daß unter Umständen bezüglich der Nahtgüte der Gasschmelzschweißung im Stahlbau der Vorzug gebührt, und daß nur die Flammenwirkungen bisher hinderlich waren, der Gasschweißung erweiterten Zutritt im Stahlbau zu verschaffen.

Ein Zufall kam der Gasschmelzschweißung zu Hilfe, zu beweisen, daß ihre Anwendung im Stahlbau Berechtigung hat.

Innerhalb der Bauausstellung Berlin 1931 befindet sich eine landwirtschaftliche Halle, deren Stahlgerüst von der Firma Breest & Co., Berlin ausgeführt wurde. Bei der Ausführung dieser Halle war vom Architekten die Bedingung gestellt worden, Schrauben und Nieten an der ganzen Halle vollkommen zu vermeiden, so daß man gezwungen war, zu schweißen. Hätte man nun auf der Baustelle die Schweißung mittels Lichtbogen ausführen wollen, dann wären Stromzuführungskabel notwendig gewesen, die naturgemäß hohe Legungskosten verursacht hätten. Die Baufirma wurde hier also vor die Wahl gestellt, entweder die hohen Kosten zur Legung von Stromzuführungskabeln aufzuwenden, oder aber unter Zuhilfenahme der Gasschmelzschweißung die Verschweißung der einzelnen Glieder der Halle auf dem Baugelände vorzunehmen.

Der Werbeausschuß für Karbidverwertung bzw. die Karbidvereinigung erklärte sich bereit, die Schweißarbeiten zu übernehmen. Geschweißt wurde mit Flaschengas (Azetylen-Dissous) und Sauerstoff; die Schweißgeräte wurden von der Firma Griesogen G. m. b. H. zur Verfügung gestellt.

Absichtlich ist hier von jeder Berechnungsaufstellung Abstand genommen worden und nur die Arbeitsausführung an einigen Bildern demonstrativ niedergelegt.

Abb. 1 zeigt eine Teilansicht der Hallen von 68 bzw. 22 m Länge bei 4,9 bzw. 6,5 m Höhe. Das Gesamtgewicht beträgt etwa 50 t.

Zuerst wurden die Schweißungen der Rahmenecken zur Verbindung der Riegel und Stiele vorgenommen, und zwar gleichzeitig zweiseitig, d. h. von oben und über Kopf wurden die an den Stielen elektrisch angeschweißten Stoßbleche an die Riegel gasangeschweißt, wie es auf den Abb. 2 u. 3 gut zu erkennen ist. Hauptsächlich auf Abb. 3 ist die in der Werkstatt ausgeführte Lichtbogenschweißung zwischen Stoßplatte und Stiel gut zu erkennen, dsgl. der elektrisch angeschweißte Aufsatzwinkel für die Traufpfette (Randpfette). — Durch die über Kopf ausgeführten Schweißungen wurden die nicht unerheblichen Kosten des sonst nötigen Umwendens der Werkstücke erspart.

Abb. 4 gibt die ausgeführten Gasschweißungen für die Ecklaschen bzw. das Vollverschweißen der nach innen vorstehenden Stoßplatte wieder.

Nach diesen ausgeführten Schweißarbeiten wurden die ganzen Rahmen mittels eines zwischen die Stielenden eingespannten Federdynamometers von der städtischen Baupolizei geprüft, wobei keinerlei Beanstandungen sich ergeben haben.

[1]) Vortrag: Heizungsingenieure am 10. April 1931 in Berlin. — Vortrag: Schiffbautechnische Gesellschaft am 20. April 1931 in Berlin.

Abb. 2. Abb. 2 u. 3. Doppelseitige Schweißung der Rahmenecke. Abb. 3.

Abb. 4. Gasgeschweißte Rahmenecke.

Abb. 5. Doppelseitiges Einschweißen der Pfetten.

Nachdem die hohe Halle in ihrer Gesamtkonstruktion ausgerichtet worden war, wurde das Einschweißen der Pfetten vorgenommen.

Aus Abb. 5 ist das gleichzeitige doppelseitige Anschweißen der Innenpfetten zu erkennen; die in der Abb. sichtbaren Verspannungen sind nach der endgültigen Festlegung des Gesamtbaues entfernt und die vorhanden gewesenen Löcher zugeschweißt worden. Abb. 6 zeigt das Anschweißen der Traufpfetten und der Wandriegel. An der Traufpfette — oben rechts — ist eine gasgeschweißte Stoßstelle zu erkennen. Die Stumpfschweißung dieser Traufpfette mußte besonders vorsichtig vorgenommen werden, weil der einseitig sitzende Steg des ⊏-Profils beim Schweißen leicht zur Verziehung neigt; durch Anwendung besonderer Hilfsmaßnahmen wurde das Verziehen vermieden.

Nachdem das Einschweißen der Pfetten vollzogen war, wurden die aus Abb. 1 (rechts) ersichtlichen Wechsel zwischen den einzelnen Pfettenfeldern gleichzeitig vierseitig eingeschweißt. Auch diese Arbeitsart ermöglichte es, daß ein Verziehen innerhalb der Pfettenfelder völlig vermieden wurde.

Mit Ausnahme der ausgeführten Überkopfschweißungen lagen alle sonstigen Schweißstellen am Gesamtbau für die Schweißer zugänglich, so daß sie sowohl für den einzuschmelzenden Zusatzdraht als auch für die Schweißflamme gut erreichbar waren. Als Zusatzdraht wurde guter steierischer Holzkohlendraht vom Stahlwerk Böhler verwendet.

Abb. 6. Anschweißen der Traufpfette.

Da die ausgeführten Gasschmelzschweißungen in diesem Umfange erstmalig an einem Werkstück solcher Ausmaße vorgenommen worden sind, ist von einer Einzelaufstellung der verbrauchten Gas- und Sauerstoffmengen und des eingeschmolzenen Zusatzdrahtes Abstand genommen worden, zumal die Schweißkonstruktionen an dieser Halle für Lichtbogenschweißung durchgebildet waren und nicht für Gasschweißung. Wäre von vornherein mit Gasschweißung gerechnet worden, dann hätten die Schweißnähte wesentlich anders angeordnet und vorgearbeitet werden müssen.

Mit den wenigen Abbildungen und der kurzen Abhandlung sollte nur der Beweis erbracht werden, daß der Gasschmelzschweißung auch im Stahlbau ein reiches Betätigungsfeld entstanden ist. — Sache des Bauingenieurs ist es nun, die Vorzüge der Gasschmelzschweißung sich dienstbar zu machen.

Dr.-Ing. W. Hönisch.

Spannungsprüfungen an Fußplatten stählerner Säulen mit H-Querschnitt.

(Aus Engineering News-Record, 19. März 1931.)

An der Universität Minneapolis angestellte Versuche zeigten, daß der größere Teil der Säulenlast in unmittelbarer Nachbarschaft der Flansche der Säule übertragen wird, und daß die Größe der Berührungsfläche zwischen Platte und Unterlage von der Elastizität des Fundaments abhängt.

Die Errechnung der Spannungen in den Fußplatten stählerner Säulen ist eine Aufgabe, die nicht zur Befriedigung vieler Ingenieure gelöst ist. Ein Aufsatz, der eine Reihe von Professor Priester in Minneapolis gemachter Versuche skizziert, soll die Übertragung einer Last von einer Säule durch eine Stahlplatte auf einen elastischen Widerstand leistenden Stoff zeigen, und wenn er auch keine direkte Lösung der Aufgabe bietet, gibt er doch ein brauchbares Mittel, die Verteilung des Druckes zu bestimmen, welcher die Biegespannung in der Fußplatte hervorruft. Vor Erörterung der Versuche wird es indessen von Interesse sein, die Annahmen zu betrachten, welche in den gewöhnlich benutzten Formeln zur Errechnung der erforderlichen Größe und Stärke der Fußplatten gemacht werden.

Die „Carnegie-Formel" nimmt an, daß die Säule eine rechteckige Last in der Mitte der Platte ist, daß ein gleichmäßiger Widerstand unter der letzteren wirkt, und daß das größte Moment unter der Mitte der Säule auftritt. Die Formel im Handbuch des American Institute of Steel Construction von 1928 nimmt an, daß die Säulenlast an den vier Ecken der Säule konzentriert ist, so daß „das Gebiet des Steges praktisch vom Druck entlastet ist durch die schalenartige Wirkung der Platte". Die Ausgabe von 1929 desselben Handbuchs dagegen sagt: „Es wird angenommen, daß die Säule über die ganze Fläche ihres gefrästen Endes gleichmäßig auf die Platte drückt. Es wird außerdem angenommen, daß ein Teil der Platte, der dem kleinsten den Säulenquerschnitt einschließenden Rechteck entspricht, als Verlängerung der Säule wirkt und daß das größte Biegungsmoment in der Platte an den Seiten dieses Rechtecks auftreten wird". — Die American Bridge Co. hat bei den Berechnungen ihrer Plattentabellen ähnliche Annahmen gemacht wie das American Institute of Steel Construction, aber die angenommenen Bruchebenen befinden sich etwas näher der Säulenmitte.

David C. Coyle versucht in einem Aufsatz „Einige Bemerkungen über Säulenfüße" (Eng. News-Rec. vom 26. Juni 1924) zu zeigen, daß die ungleichmäßige Verteilung der Last unter einer H-Säule den Gebrauch der Momentenformel $^1/_{10}\, W(A-a)$ an Stelle von $^1/_8\, W(A-a)$ nach Carnegie rechtfertigt. R. Flemmings Aufsatz „Bemessung der Stahlplatten für Säulenfüße" (Eng. News-Rec. vom 9. Juni 1927) zeigt, wie weit die Ergebnisse der verschiedenen, allgemein benutzten Methoden der Bemessung von Fußplatten voneinander abweichen.

Bei den hier beschriebenen Versuchen wurden zwei Säulengrößen benutzt, ein H-Profil von 10 cm Höhe und 20,5 kg/m Gewicht und ein H-Profil von 15 cm Höhe und 35,8 kg/m Gewicht. Die Säulenfußplatten hatten 407 mm im Geviert und die Unterlagen, auf denen sie geprüft wurden, 560 mm im Geviert. Drei Arten Unterlagen wurden benutzt. Die erste bestand aus vier Tafeln einer Holzstoffmasse; die zweite war ein aus vier Lagen bestehender Rost aus Fichtenbrettern; die dritte bestand aus Beton von 23 cm Dicke. Die Säulen waren 610 mm lang und an beiden Enden gefräst.

Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen. Die Verbiegungen der Platte wurden mittels eines Satzes von 9 Ames-Meßuhren festgestellt, auf welchen 0,025 mm direkt abgelesen werden konnten. Die Last wurde stufenweise erhöht, Ablesungen wurden vor und nach jeder Erhöhung gemacht. Diese Ablesungen wurden rund um die Säule aufgezeichnet; es wurde also die Annahme gemacht, daß die Verbiegungen der anderen Quadranten gerade so groß wären, wie die des mit Meßuhren versehenen Quadranten. Aus den Mittelwerten aus wenigstens zwei Versuchen der gemessenen und auf Plattenmitte bezogenen Aufbiegungen wurden Linien gleicher Aufbiegung zusammengestellt.

Besondere Sorgfalt wurde darauf verwendet, durchgehende satte Berührung zwischen Platte und Säule, sowie zwischen Platte und Unter-

Abb. 1. Versuchsanordnung.

lage zu erzielen, bevor eine Last aufgebracht wurde. Unabhängig von der Art der Unterlage zeigten diese Versuche, daß eine Platte sich am meisten um die Achse biegt, die senkrecht zum Säulensteg liegt. Dieses Ergebnis scheint im Gegensatz zu den Ermittlungen Kenneth G. Merriams zu stehen, über die in Eng. News-Rec. vom 21. November 1929, S. 811, berichtet wurde. Indessen mag die Tatsache, daß die Unterlagen bei den Versuchen Professor Merriams andere Eigenschaften als die beschriebenen hatten, den Widerspruch zum Teil erklären. Aus der Form, welche die Platte annahm, ging hervor, daß die Säulenlast in den Flanschen konzentriert war. Beachtenswert ist, daß die Plattenecken, wenn die Unterlage aus Beton war, sich aufwärts bogen und von der Unterlage abhoben, d. h. nur der mittlere Teil der Platte übertrug Druck auf den Beton. Ferner wurde festgestellt, daß die Fußplatte sich um so mehr verbog, und die Berührungsfläche zwischen Flansch und Platte um so kleiner wurde, je unnachgiebiger die Fundamentfläche war.

Abb. 3. Verbiegung einer 25 mm starken Platte auf Betonunterlage.

Ergebnisse der Versuche. In Abb. 2 sind die Linien gleicher Durchbiegung, bezogen auf den tiefsten Punkt der Platte, für eine 13 mm dicke Stahlplatte auf einer Betonunterlage gezeigt. Die Ecken der Unterfläche der Platte außerhalb der punktierten Linien waren, wenn die Säule belastet war, nie in Berührung mit der Betonfläche, so daß nur der Plattenteil innerhalb der punktierten Linie Druck übertrug. Die ermittelten Drücke gingen von Null bei den punktierten Linien bis zu dem Größtwert in der Mitte der Platte.

Abb. 3 zeigt die Verbiegungen einer 25 mm starken Platte auf Betonunterlage 1. in einem diagonal und 2. einem senkrecht zu den äußeren Flanschkanten gelagerten Schnitt. Die Last wurde in 4 Stufen von je 4,4 t aufgebracht; für jede Laststufe wurde ein Querschnitt gezeichnet. Auf dem Diagonalschnitt ist zu beachten, daß sich die Ecken der Platte bei jeder Last ungefähr an demselben Punkt von der Betonfläche abheben. Aus dieser Abbildung darf auch gefolgert werden, daß gleicher Lastzuwachs gleichen Durchbiegungszuwachs in der Mitte hervorruft.

Abb. 2. Linien gleicher Durchbiegung der Platte auf Betonunterlage.

Abb. 4. Platte auf einer Unterlage aus Holzstoffmasse.

Die Linien für eine Platte auf einer Unterlage aus Holzstoffmasse von vier 13 mm dicken Lagen und auf einem hölzernen Rost zeigt Abb. 4. Der hölzerne Rost bestand aus vier kreuzweise übereinanderliegenden Schichten von flachliegenden Fichtenbrettern von 1,9 × 9,6 cm Abmessung. Auf diesen beiden Unterlagen trat die Durchbiegung der Platte um eine normal zum Säulensteg liegende Achse deutlicher hervor als auf der Betonunterlage. Die Ecken der Platte verließen die Unterlage nicht, die ganze Plattenfläche übertrug also Druck. Der geringste Druck auf die Unterlage herrscht an den Ecken, der größte unter der Mitte der Platte.

Schlußfolgerungen. Auf Grund dieser Versuche ist gefolgert worden: 1. daß bei quadratischer Fußplatte der größte Teil der Last einer H-Säule entlang den Flanschen der Säule auf die Platte übertragen wird; 2. daß die Größe der Berührungsfläche zwischen Platte und Unterlage abhängig ist von den elastischen Eigenschaften der Unterlage, der Dicke der Platte und der Stelle, auf der die Last aufgebracht wird. Die Größe dieser Fläche ist, wenn die Unterlage elastisch ist, nicht von der Größe der Last abhängig.

Dipl.-Ing. G. Koch.

Der Kubikmeterpreis als Maßstab der Wirtschaftlichkeit.

Von Regierungsbaumeister **Hans Stephan**, Berlin-Charlottenburg.

Die Wirtschaftlichkeit eines Bauvorhabens beruht in einer möglichst geringen Höhe des Kostenaufwandes, mit dem ein bestimmter Raumbedarf — festgelegt im Raumprogramm — einwandfrei zur Verfügung gestellt wird. Der Kostenaufwand kann nicht nur durch sparsame Grundrißplanung und durch kaufmännische Methoden (günstige Abschlüsse), sondern vor allem auch durch technisch-konstruktive Maßnahmen eingeschränkt werden; hierzu gehört in erster Linie die zweckmäßige Wahl der tragenden Konstruktionen.

Zur Feststellung der Wirtschaftlichkeit, hauptsächlich auch im Vergleich zu anderen Bauten, dient als allgemein übliche überschlägliche Methode die Kubikmeterpreisberechnung. Aus dem Einheitspreise, der sich aus der Division der Baukostensumme durch den umbauten Raum des Gebäudes ergibt, sollen sich Rückschlüsse ziehen lassen auf den Grad der Wirtschaftlichkeit, d. h. auf das Maß, in dem es gelungen ist, den Kostenaufwand gering zu halten. Es leuchtet ein, daß sich auf diesem Wege Ergebnisse für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit in kaufmännischer und technisch-konstruktiver Hinsicht mit ausreichender Genauigkeit errechnen ließen, solange die Bautechnik sich allgemein solcher Konstruktionen bediente, welche durch ihren eigenen Umfang den Umfang des Gebäudes nicht sehr unterschiedlich beeinflußten. Die Methode reicht aber heute bei der zunehmenden Bedeutung dünnwandiger Konstruktionen nicht mehr aus. Die verschiedene Stärke der heute möglichen Konstruktionsarten beeinflußt den Umfang der Gebäude und damit das Ergebnis der Kubikmeterpreisberechnungen in solchem Maße, daß sich einwandfreie Wirtschaftlichkeitsvergleiche auf dieser Grundlage nicht mehr an-

stellen lassen. Die modernen dünnwandigen Konstruktionen wie der Stahlskelettbau müssen bei einem Vergleich etwa mit Gebäuden normaler Mauerwerkskonstruktion von vornherein ungünstig abschneiden, weil entweder bei gleichem Nutzraum die Baukostensumme bei ihnen durch eine geringere Anzahl Kubikmeter dividiert wird, sich also ein irreführender höherer Kubikmeterpreis ergibt, oder aber bei gleichem äußeren Umfang der bei ihnen mehr geschaffene lichte, ausnutzbare Raum nicht in Erscheinung tritt. Wie bedeutend diese Differenz sein kann, zeigen die beiden folgenden Beispiele:

1. Beispiel: Zwei Gebäude A und B haben den gleichen Nutzraum; die reinen Baukosten betragen bei beiden je 900 000 RM. Gebäude A, das in gewöhnlicher Mauerwerkskonstruktion errichtet ist, hat 25 700 m³ umbauten Raumes, Gebäude B in dünnwandiger Stahlskelettkonstruktion nur 24 000 m³. Hiernach ergibt sich für A ein Kubikmeterpreis von rd. 35 RM, für B ein solcher von 37,50 RM: B erscheint um 7 % teurer, also unwirtschaftlicher als A, ist es aber nicht, da Baukostensumme und Nutzraum ebenso groß sind wie bei A.

2. Beispiel: Zwei Gebäude C und D haben den gleichen äußeren Umfang von 30 000 m³; die reinen Baukosten betragen bei beiden 1 080 000 RM. Hiernach errechnet sich für beide ein Kubikmeterpreis von 36 RM, beide Gebäude erscheinen also gleich wirtschaftlich. Da aber C als normaler Mauerwerksbau nur rd. 25 000 m³ lichten Raum zur Verfügung stellt, D als dünnwandiger Stahlskelettbau innerhalb des gleichen äußeren Umfanges aber 27 000 m³, also 8 % mehr, sind sie es in Wahrheit nicht. Die größere Wirtschaftlichkeit des Gebäudes D infolge höherer Ausnutzbarkeit kommt in dem Ergebnis der Kubikmeterpreisberechnung nicht zum Ausdruck.

Mit Rücksicht auf die modernen dünnwandigen Konstruktionen ist es daher notwendig, die Methode der Kubikmeterpreisberechnung einer Nachprüfung zu unterziehen, wenigstens da, wo man sie zu Wirtschaftlichkeitsvergleichen benutzen will. Einwandfreie Zahlen sind nur dann zu erhalten, wenn die irreführende Verschiedenartigkeit der Konstruktionsstärken als Faktor aus der Rechnung ausgeschieden ist. Es darf deshalb die Baukostensumme nicht, wie bisher üblich, durch den äußeren umbauten Raum dividiert werden, sondern durch den inneren eingebauten Raum, der sich aus der Multiplikation der lichten Raumflächen mit den lichten Raumhöhen errechnet. Der sich auf diese Weise ergebende lichte Kubikmeterpreis (Preis je Kubikmeter eingebauten Raumes) wird nicht mehr beeinflußt durch die verschiedenartige Stärke der Konstruktionen, bleibt aber nach wie vor durch ihren Preis belastet und läßt daher zutreffende Rückschlüsse sowohl auf die kaufmännische wie auf die technisch-konstruktive Leistung zu.

Noch nicht erfaßt ist die Wirtschaftlichkeit des Grundrisses. Hier liegen allerdings vielfach durch die Forderungen des Bauherrn oder die Besonderheiten des Grundstückes weitgehende Bindungen vor. Praktisch kann daher eine Berechnung, die auch die Wirtschaftlichkeit des Grundrisses berücksichtigt, meist nur da von Bedeutung oder erwünscht sein, wo es sich um sehr ähnliche Aufgaben oder womöglich um verschiedene Lösungen ein und derselben Aufgabe handelt, also etwa bei Konkurrenzvorschlägen. Da die Wirtschaftlichkeit eines Grundrisses von dem Maße abhängt, in dem die verlangten reinen Nutzräume des Raumprogrammes mit Verkehrs- und sonstigen Nebenräumen belastet werden, so muß bei einer derartigen Berechnung auch der Umfang dieses Nebenraumes als Faktor aus der Rechnung ausscheiden, die Baukostensumme also durch die Kubikmeter lichten Nutzraumes dividiert werden. Der Preis des Kubikmeters lichten Nutzraumes zeigt an, mit welchem Gesamtkostenaufwande für Konstruktion und Nebenräume 1 m³ des im Programm geforderten Nutzraumes hergestellt ist, und läßt daher ein Urteil zu sowohl über die kaufmännische und die technisch-konstruktive als auch über die grundrißtechnische Wirtschaftlichkeit. Man erzielt hier ein ähnliches Ergebnis wie bei der Preisberechnung nach Flächennutzeinheiten, bei der allerdings die Verschiedenartigkeit der Raumhöhen die Rechnung noch störend beeinflußt. Zu berücksichtigen ist natürlich, daß Fragen der betrieblichen Zweckmäßigkeit, Übersichtlichkeit usw. durch solche rein finanziellen Berechnungsmethoden nicht erfaßt werden können.

Es sei im folgenden an zwei weiteren Vergleichsbeispielen gezeigt, wie abweichend die Ergebnisse bei den verschiedenen Berechnungsmethoden sind, und damit klargelegt, für welche Zwecke jede der Methoden ausreichende Ergebnisse vermittelt.

Es handelt sich um zwei Gebäude S und M, die beide den gleichen lichten Nutzraum von rd. 20 000 m³ (5700 m² bei 3,50 m lichter Geschoßhöhe) zur Verfügung stellen, also dasselbe Raumprogramm erfüllen. S ist ein Stahlskelettbau mit doppelhüftiger, also sparsamer Grundrißanordnung und 29 000 m³ umbauten sowie 26 500 m³ eingebauten lichten Raumes; M ist ein normaler Mauerwerksbau mit einhüftiger Fluranlage und 36 000 m³ umbauten sowie 30 500 m³ eingebauten Raumes. Die reinen Baukosten betragen bei S 1 090 000 RM, bei M 1 260 000 RM. Da das gleiche Raumprogramm erfüllt wird und unterstellt sei, daß die Qualität der beiden Projekte im übrigen gleichwertig ist, so wäre also dem Projekt S als dem offenbar wirtschaftlicheren der Vorzug zu geben. Die verschiedenen Berechnungsmethoden nach Kubikmetern aber haben folgende Ergebnisse:

1. Übliche Berechnung nach umbautem Raum:

$$S\colon 1\ \text{m}^3 = \frac{1\,090\,000\ \text{RM}}{29\,000} = 37{,}60\ \text{RM};$$

$$M\colon 1\ \text{m}^3 = \frac{1\,260\,000\ \text{RM}}{36\,000} = 35{,}00\ \text{RM}.$$

S erscheint fälschlich als das teurere Projekt, da weder der geringere Anteil der toten Konstruktion am umbauten Raum noch die größere Sparsamkeit des Grundrisses sich auswirkt.

2. Berechnung nach lichtem (eingebautem) Raum:

$$S\colon 1\ \text{m}^3 = \frac{1\,090\,000\ \text{RM}}{26\,500} = 41{,}10\ \text{RM};$$

$$M\colon 1\ \text{m}^3 = \frac{1\,260\,000\ \text{RM}}{30\,500} = 41{,}30\ \text{RM}.$$

Die Fehlerquelle der verschiedenen Wand- und Mauerstärken ist ausgeschaltet. In kaufmännischer wie in technisch-konstruktiver Hinsicht liegt Gleichwertigkeit vor.

Der wirtschaftliche Vorteil, welcher bei S infolge der sparsameren Grundrißlösung entsteht, ist jedoch noch nicht erfaßt.

3. Berechnung nach lichtem Nutzraum:

$$S\colon 1\ \text{m}^3 = \frac{1\,090\,000\ \text{RM}}{20\,000} = 54{,}50\ \text{RM};$$

$$M\colon 1\ \text{m}^3 = \frac{1\,260\,000\ \text{RM}}{20\,000} = 63{,}00\ \text{RM}.$$

Erst dieses Ergebnis läßt die Wirtschaftlichkeit auch in grundrißtechnischer Beziehung zutreffend beurteilen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Angenäherte und genaue Berechnung der Stahlskelettrahmen. In dem Aufsatz von Prof. Dr. Unold auf S. 97, 1931 dieser Zeitschrift wird für den zweistieligen Stockwerksrahmen eine sehr einfache Näherungsberechnung mitgeteilt. Sie soll dem Zwecke dienen, die von vornherein nicht bekannten Trägheitsmomente der Stäbe zu ermitteln, während die endgültige Berechnung im genauen Verfahren durchgeführt wird. Es sei gestattet, auf eine in beiden Berechnungen gemachte Annahme kurz zurückzukommen.

Es wird nur eine einzige Laststellung und zwar Vollbelastung sämtlicher Riegel zugrunde gelegt, wobei angenommen wird, daß das Eckmoment M_t des Riegels wohl immer größer ist als sein Feldmoment M_m. Dies mag oft zutreffen, sogar unter der nachher angegebenen ungünstigsten Laststellung für Riegelmitte. Soll jedoch das Riegelprofil nicht unverändert durchgehen, ordnet man zum Zwecke der Gewichtsersparnis an den Enden Verstärkungen an, dann ist das Größtmoment für Riegelmitte aus der ungünstigsten Laststellung besonders zu ermitteln. Auch kann u. U., wenn das Verhältnis $J_s : J_t$ klein, das Verhältnis $h : l$ groß ist und Wind nicht in Frage kommt, das Moment M_m in Riegelmitte leicht größer werden als das Eckmoment M_t.

Um das Größtmoment in Riegelmitte zu erhalten, muß das Einspannungsmoment möglichst klein sein. Dies tritt bei folgender ungünstigsten Laststellung ein: wechselweise Nutzbelastung der Riegel, d. h. der zu untersuchende Riegel vollbelastet, die beiden Nachbarriegel unbelastet, die nächsten beiden Riegel wieder vollbelastet usw. Diese Belastung kommt auch für die größte Durchbiegung in Riegelmitte in Betracht, falls sie aus irgendwelchen Gründen ermittelt werden soll.

Düsseldorf, 29. Mai 1931. Elwitz.

Erwiderung.

Zu obiger Zuschrift erwidere ich, daß bei Aufstellung des Näherungsverfahrens allerdings nur einfache unverstärkte Riegelprofile vorausgesetzt waren. Setzt man $\frac{J_s}{J_t} \cdot \frac{l}{h} = v$, dann ist M_t um so kleiner und M_m um so größer, je kleiner v ist. Wiederholt durchgeführte Zahlenbeispiele haben gezeigt, daß selbst bei dem seltener vorkommenden Wert $v = 1$ das M_m bei Alleinbelastung des Riegels immer noch unter dem M_t bei gleichzeitiger Vollbelastung aller Riegel ist; erst bei dem kaum vorkommenden $v = 0{,}5$ zeigt sich eine mäßige Vergrößerung des M_m gegenüber M_t.

Inzwischen habe ich ein besseres Näherungsverfahren für solche zweistieligen Rahmen aufgestellt, das demnächst bekanntgegeben wird und in dem auch das bei Alleinbelastung des Riegels auftretende größte M_m erscheint, das eben dann zu berücksichtigen ist, wenn der Riegel am Knoten verstärkt wird. Diese Rechnung bestätigt aber meine obige Aussage.

Zur Durchbiegung möchte ich noch bemerken, daß diese wohl bei derselben Belastung, die auch für das M_m maßgebend ist, am größten ist; die maßgebende Belastung für M_m und f ist also: Riegel voll, die nächsten leer, die übernächsten voll usw. Doch haben die übernächsten Riegel so geringen Einfluß auf den betrachteten, daß es völlig hinreicht, f und M_m für Alleinbelastung des Riegels zu bestimmen. In meinem Aufsatz ist nun die Durchbiegung für Vollbelastung aller Riegel angesetzt; der Unterschied ist nicht erheblich und man kann der Meinung sein, daß bei der kaum vorkommenden Alleinbelastung des Riegels die Durchbiegung ruhig den festgesetzten Wert etwas überschreiten darf. Die Durchbiegungsrechnung hat wohl überhaupt nur den Zweck, bei der Profilwahl die zu niedrigen Träger auszuscheiden.

Chemnitz, 23. Juni 1931. Unold.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 18. September 1931 | Heft 19

Zur Berechnung von Rahmenstäben.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Professor a. d. Technischen Hochschule zu Berlin.

Übersicht: Es werden Vorschläge gemacht für die Bemessung des Schwerpunktabstandes der Gurtquerschnitte und für die Berechnung der Bindebleche von Rahmenstäben.

I. Die Bemessung des Schwerpunktabstandes der Gurtquerschnitte.

Für das Trägheitsmoment bezogen auf die materialfreie Achse — im folgenden mit J_1 bezeichnet — besteht in den Reichsbahnvorschriften die Bestimmung, daß es das 1,1 fache des Trägheitsmomentes für die Materialachse — im folgenden mit J_2 bezeichnet — betragen soll. Der Zweck dieser Bestimmung, für das Ausknicken senkrecht zur materialfreien Achse mindestens die gleiche Knicksicherheit zu erhalten wie für das Ausknicken senkrecht zur Materialachse, wird aber durch die Erhöhung des Trägheitsmomentes J_1 um 10% gegenüber J_2 in den weitaus meisten Fällen nicht erreicht.

Nach Müller-Breslau[1]) beträgt das infolge der Ausbildung des Stabes als Rahmenstab abgeminderte, tatsächlich wirksame Trägheitsmoment für die materialfreie Achse

$$J_v = J_1 \varphi, \tag{1}$$

worin der „Abminderungsfaktor"

$$\varphi = \frac{\mu}{\left(1 + 0{,}4 \cdot \frac{J_1 + 2J}{n^2 J} \cdot \mu\right)\left(1 + \frac{5}{4} \cdot \varepsilon\right)}$$

ist. Hierin ist

$$\mu = \left(\frac{2n}{\pi}\right)^2 \mathrm{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2n}\right)$$

J das kleinste Trägheitsmoment des Einzelstabes

n die Felderzahl

$$\varepsilon = \frac{4 F_e h}{n^2 F_b c}\left(3 + \frac{h h'}{b^2}\right)$$

F_e der Querschnitt des Einzelstabes

h der Schwerpunktabstand der Gurtungen

F_b der Querschnitt des Querstabes (des Bindebleches oder des Bindeblechpaares)

c die Feldlänge (Bindeblechabstand)

h' der Abstand der zur Befestigung der Bindebleche dienenden Nietreihen

b die Breite der Bindebleche.

Will man für beide Achsen gleiche Knicksicherheit erhalten, dann muß sein

$$J_v = J_1 \varphi = J_2,$$

also

$$J_1 = \frac{1}{\varphi} \cdot J_2$$

$$J_1 = \psi J_2 \quad \text{mit} \quad \psi = \frac{1}{\varphi}. \tag{2}$$

Für die Versuchsstäbe Müller-Breslaus aus St 37[2]) liegt der Faktor ψ zwischen 1,12 und 2,50, für die ebenfalls in der Versuchsanstalt für Statik an der Technischen Hochschule Berlin geprüften Stäbe aus St 48[3]) zwischen 1,17 und 3,69, also erheblich über 1,1.

Einfacher gestaltet sich die Bestimmung von φ oder ψ nach Engeßer, der für die Berechnung von Rahmenstäben einen „ideellen" Schlankheitsgrad λ_0 einführt. Für diesen lautet seine Formel bei Vernachlässigung unwesentlicher Glieder mit ausreichender Genauigkeit

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda^2} \tag{3}$$

Hiernach kann man setzen

$$\varphi = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0^2}$$

und

$$\psi = \frac{\lambda_0^2}{\lambda_1^2} = \frac{\lambda_1^2 + \lambda^2}{\lambda_1^2}.$$

Hierin ist

λ der Schlankheitsgrad des Einzelstabes für die Feldlänge,

λ_1 der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes für die materialfreie Achse, während mit

λ_2 der des Gesamtstabes für die Materialachse bezeichnet werden soll.

Um gleiche Knicksicherheit für beide Achsen zu erhalten, muß sein

$$\lambda_0^2 = \lambda_1^2 + \lambda^2 = \lambda_2^2,$$

also

$$\lambda_1^2 = \lambda_2^2 - \lambda^2$$

$$\psi = \frac{\lambda_2^2}{\lambda_2^2 - \lambda^2}. \tag{4}$$

Der Trägheitshalbmesser i_1 für die materialfreie Achse ergibt sich danach zu

$$i_1 = \frac{l}{\sqrt{\lambda_2^2 - \lambda^2}}.$$

Setzt man angenähert $i_1 = \frac{h}{2}$, dann erhält man für den Schwerpunktabstand h der Gurtungen die Formel

$$h = \frac{2l}{\sqrt{\lambda_2^2 - \lambda^2}}. \tag{5}$$

Ist der Gurtabstand kleiner, dann wäre der Stab für einen Schlankheitsgrad nach Formel 3 zu berechnen, wobei das ω-Verfahren Anwendung finden kann.

Für einen Druckstab von 5 m Länge aus ⊐⊏ 26 z. B. wäre hiernach bei einem Trägheitshalbmesser i_2 für die Materialachse von 9,99 cm

$$\lambda_2 = \frac{500}{9{,}99} \sim 50$$

und bei einem Bindeblechabstande von 30 $i_{\min}$ müßte danach der Gurtabstand betragen

$$h = \frac{2 \cdot 500}{\sqrt{50^2 - 30^2}} = 25{,}0 \text{ cm}.$$

Bei kleinerem λ_2 als 50 dürfte es sich empfehlen, den Schlankheitsgrad λ kleiner als 30 zu wählen, um nicht einen zu großen Gurtabstand zu erhalten, falls man nicht auf die Forderung gleicher Knicksicherheit verzichten will[4]).

II. Die Berechnung der Bindebleche.

Bindebleche von Rahmenstäben sind aus der Querkraft zu berechnen, und diese wird in der Regel nach der Krohnschen Formel

$$Q = \frac{F_e}{14} \tag{6}$$

ermittelt, in der F_e der Querschnitt des Einzelstabes und Q die im Grenzfall des Knickens auftretende Querkraft ist. Diese Formel berücksichtigt weder den Einfluß des Schlankheitsgrades noch den der Festigkeit des Baustoffs. Sie ist aus den Beiwerten der Tetmajerschen Formel für Flußeisen abgeleitet, die seinerzeit einen erheblichen Fortschritt darstellte, aber heute aufgegeben ist und vor allem für die neuen hochwertigen Baustähle nicht gilt. Würde man sie nach dem Krohnschen Ansatz aus den Knickspannungsformeln der Reichsbahn für St 37, St 48 und St 52 ableiten, so würde man erhalten:

$$Q = \frac{F_e}{19{,}5}, \quad Q = \frac{F_e}{6{,}1} \quad \text{und} \quad Q = \frac{F_e}{4{,}2}.$$

[1]) Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 5. Aufl., S. 400.

[2]) Petermann, Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Bauing. 1926, Heft 51/52.

[3]) Petermann, Knickversuche mit Rahmenstäben aus St 48. Bauing. 1931, Heft 28.

[4]) Einen ähnlichen Vorschlag, wie den hier behandelten, hat, auch unter Benutzung der Engeßerschen Formel, Prof. Müllenhoff in Bauing. 1931, Heft 21, gemacht.

Diese Werte sind bei ihrer starken Abweichung außerordentlich unwahrscheinlich, und das erklärt sich zum Teil aus dem Krohnschen Ansatz, mehr aber noch aus der Tatsache, daß die Knickspannungsformeln der Reichsbahn die Gleichungen der Geraden für den mittleren Knickbereich darstellen, die nach einer zwar wohlbegründeten, aber willkürlichen Festsetzung durch den Punkt der Eulerlinie bei $\lambda = 100$ und durch die der Höhe der Streckgrenze gleichgesetzte Knickspannung bei $\lambda = 60$ festgelegt sind.

Es soll daher im folgenden versucht werden, eine Beziehung abzuleiten, die den an eine Formel für die Querkraft zu stellenden Anforderungen mehr gerecht wird.

A. Erstes Verfahren.

Nach Müller-Breslau[5]) lautet für einen einteiligen Stab des elastischen Bereichs, auf den eine Kraft P am Hebelarm a wirkt, die Gleichung der Biegelinie (Abb. 1):

$$y = (a + \delta)(1 - \cos k\,x),$$

worin

$$k = \sqrt{\frac{P}{EJ}}.$$

Für $x = \frac{l}{2}$ ist danach

$$\delta = (a + \delta)\left(1 - \cos\frac{k\,l}{2}\right) = \frac{a}{\cos\frac{k\,l}{2}} - a$$

und der Hebelarm δ_1 in Stabmitte

$$\delta_1 = a + \delta = \frac{a}{\cos\frac{k\,l}{2}}$$

(7) $$\delta_1 = \frac{a}{\cos\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}}},$$

worin

$$P_E = \frac{\pi^2 E J}{l^2}$$

die Eulersche Knicklast ist.

Abb. 1.

Da

$$M = P(a + \delta - y)$$

$$Q = \frac{dM}{dx} = -P \cdot \frac{dy}{dx},$$

so ergibt sich der absolute Größtwert von Q für das Stabende zu

$$Q = P\,\delta_1\,k \sin\frac{k\,l}{2}$$

$$Q = P\,\delta_1 \sqrt{\frac{P}{EJ}} \sin\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}}.$$

Der Stab weicht unter der Last P aus, sobald die Randspannung die Streckgrenze σ_S erreicht. Dann ist

(8) $$\sigma_S = \frac{P}{F} + \frac{P\,\delta_1}{W}.$$

Der größte Hebelarm δ_1 in Stabmitte ist dabei angewachsen auf

$$\delta_1 = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{W}{P}$$

und damit ergibt sich die zugehörige größte Querkraft, die unter der Last P auftreten kann, zu

$$Q = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right) W \sqrt{\frac{P}{EJ}} \sin\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

$$= \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{2W}{l} \cdot \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}} \sin\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

(9) $$Q = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{2W}{l} \cdot \alpha \sin\alpha$$

mit

$$\alpha = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}}.$$

Für zweiteilige Stäbe lautet die Formel mit $F = 2F_e$ und $W = F_e\,h$

$$Q = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{2F_e\,h}{l} \cdot \alpha \sin\alpha$$

(10) $$Q = \left(\sigma_S F - P\right)\frac{h}{l} \cdot \alpha \sin\alpha.$$

Für P_E ist der Wert einzusetzen, der dem Trägheitsmoment $J_v = J_1\,\varphi$ entspricht.

Die Gleichungen 9 und 10 gelten zwar nur für den elastischen Bereich. Da aber Gl. 8 unabhängig vom Spannungsgesetz ist, so ist ohne weiteres klar, daß man sich bei Anwendung dieser Formeln im Falle des Überschreitens der P-Grenze auf der sicheren Seite bewegt. Denn bei gleichem δ_1 ist der Differentialquotient $\frac{dy}{dx}$ für das Stabende ohne Zweifel kleiner, wenn in Stabmitte die P-Grenze überschritten ist, als in dem Falle, in dem die Spannungen durchweg unterhalb der P-Grenze liegen.

[5]) Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 5. Aufl., S. 360.

Bei mittiger Belastung wird mit $a = 0$ auch $\delta_1 = 0$ und damit $Q = 0$. Im reinen Knickfall tritt also keine Querkraft auf, die Bindebleche werden nicht beansprucht, wie auch Versuche bestätigt haben. Die Gleichungen 9 und 10 setzen einen Hebelarm a von endlicher Größe voraus und liefern Q für den Fall, daß a so groß wird, daß die Spannung im stärker gedrückten Gurt die Streckgrenze erreicht. Q ist eine ziemlich verwickelte Funktion von P, da P in α enthalten ist. Den Größtwert von Q würde man aus $\frac{dQ}{dP} = 0$ erhalten; das gibt aber eine Gleichung, die nicht nach P auflösbar ist.

Um die Beziehung zwischen Q und P zu klären, sind zwei Zahlenbeispiele für zwei Stäbe verschiedenen Schlankheitsgrades — Stab I und Stab II —, und zwar für St 37, 48 und 52 durchgerechnet worden. Dabei wurden für P steigende Werte von der Größe $\mu\,\sigma_S\,F$ unter der Annahme von μ zu 0,2 bis 0,8 eingeführt.

Der Hebelarm δ_1 in Stabmitte ergibt sich nach dieser Annahme zu

$$\delta_1 = \left(\sigma_S - \frac{\mu\,\sigma_S\,F}{F}\right)\frac{F_e\,h}{\mu\,\sigma_S\,F}$$

(11) $$\delta_1 = \frac{1-\mu}{2\,\mu} \cdot h$$

und der entsprechende Endhebel a zu

$$a = \delta_1 \cos\alpha$$

(12) $$a = \frac{1-\mu}{2\,\mu} \cdot h \cos\alpha.$$

Die elastische Durchbiegung ist

$$\delta = \delta_1 - a.$$

Die Ergebnisse der Zahlenrechnung sind in den Tafeln 1 und 2 und in Abb. 4 zusammengestellt.

Stab I. Stablänge l = 5,00 m.

Den Querschnitt zeigt Abb. 2. ⊐⊏ 26 mit einem Schwerpunktabstand $h = 25$ cm und einem Bindeblechabstand von $30\,i$.

Abb. 2.

$$F_e = 48{,}3\ \text{cm}^2; \quad F = 2 \cdot 48{,}3 = 96{,}6\ \text{cm}^2$$

$$J_1 = 2 \cdot 317 + 48{,}3 \cdot \frac{25^2}{2} = 15728\ \text{cm}^4$$

$$i_1 = 12{,}76\ \text{cm}$$

$$\lambda_1 = 39{,}2$$

$$\lambda_0 = \sqrt{39{,}2^2 + 30^2} = 49{,}4$$

$$J_2 = 2 \cdot 4820 = 9640\ \text{cm}^4$$

$$i_2 = 9{,}99\ \text{cm}$$

$$\lambda_2 = 50{,}1.$$

Der Abminderungsfaktor ist

$$\varphi = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0^2} = 0{,}6306$$

$$J_v = 15728 \cdot 0{,}6306 = 9918\ \text{cm}^4$$

$$P_E = \frac{9{,}87 \cdot 2100 \cdot 9918}{500^2} = 822\ \text{t}.$$

Die dem Schlankheitsgrade λ_2 entsprechenden ω-Zahlen sind

für	St 37	St 48	St 52
$\omega_2 =$	1,171	1,201	1,221

und die nach der Reichsbahnvorschrift zulässigen größten Druckkräfte

$$P_{zul} = \frac{\sigma_{zul}\,F}{\omega_2} = 115{,}5\ \text{t};\quad 146{,}4\ \text{t};\quad 166{,}1\ \text{t}.$$

Stab II. Stablänge l = 5,00 m.

Den Querschnitt zeigt Abb. 3. ⊐⊏ 20 mit einem Schwerpunktabstand $h = 10{,}0$ cm und einem Bindeblechabstand von $30\,i$.

Abb. 3.

$$F_e = 32{,}2\ \text{cm}^2; \quad F = 2 \cdot 32{,}2 = 64{,}5\ \text{cm}^2$$

$$J_1 = 2 \cdot 148 + 32{,}2 \cdot \frac{10^2}{2} = 1906\ \text{cm}^4$$

$$i_1 = 5{,}44\ \text{cm}$$

$$\lambda_1 = 91{,}9$$

$$\lambda_0 = \sqrt{91{,}9^2 + 30^2} = 96{,}7$$

$$J_2 = 2 \cdot 1910 = 3820\ \text{cm}^4$$

$$i_2 = 7{,}70\ \text{cm}$$

$$\lambda_2 = 64{,}9.$$

Der Abminderungsfaktor ist

$$\varphi = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0^2} = 0{,}9037$$

$$J_v = 1906 \cdot 0{,}9037 = 1772\ \text{cm}^4$$

$$P_E = \frac{9{,}87 \cdot 2100 \cdot 1722}{500^2} = 142{,}7\ \text{t}.$$

Die dem Schlankheitsgrade λ_1 entsprechenden ω-Zahlen sind

für	St 37	St 48	St 52
$\omega_1 =$	1,971	2,373	2,610

und die nach der Reichsbahnvorschrift zulässigen größten Druckkräfte

$$P_{zul} = \frac{\sigma_{zul}\,F}{\omega_1} = 45{,}7\ \text{t};\quad 49{,}4\ \text{t};\quad 51{,}8\ \text{t}.$$

Tafel 1.

Stab I

$F_e = 48{,}3\ \text{cm}^2;\ F = 2 \cdot 48{,}3 = 96{,}6\ \text{cm}^2$

$\frac{h}{l} = \frac{25}{500} = \frac{1}{20}$

$P_E = 822$ t

nach Krohn: $Q = \frac{48{,}3}{14} = 3{,}45$ t.

	St 37	St 48	St 52
$\sigma_S F =$	231,8	301,4	347,8 t
$P_{\text{zul}} =$	115,5	146,4	166,1 t.

Baustoff	μ	P t	$\frac{P}{P_E}$	α	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$\sigma_S F - P$ t	Q t	δ_1 cm	a cm	δ cm	β	Q' t	p %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
St 37	0,2	46,4	0,056 448	0,373	0,3644	0,9312	185,4	1,260	50,00	46,56	3,44	38,3	0,479	0,42
	0,3	69,6	0,084 672	0,457	0,4413	0,8974	162,2	1,636	29,17	26,17	3,00	29,5	0,622	0,54
	0,4	92,7	0,112 774	0,527	0,5029	0,8643	139,1	1,843	18,75	16,21	2,54	26,2	0,700	0,61
	0,45	104,3	0,126 886	0,560	0,5312	0,8473	127,5	1,896	15,28	12,95	2,33	25,5	0,720	0,62
	05,0	115,9	0,140 998	0,590	0,5564	0,8309	115,9	1,902	12.50	10,39	2,11	25,4	0,723	0,63
	0,55	127,5	0,155 109	0,619	0,5802	0,8145	104,3	1,873	10,23	8,33	1,90	25,8	0,712	0,62
	0,6	139,1	0,169 221	0.646	0,6020	0,7985	92,7	1,803	8,33	6,65	1,68	26,8	0,685	0,59
	0,7	162,3	0,197 445	0,698	0,6427	0,7661	69,5	1,559	5,36	4,10	1,26	31,0	0,592	0,51
	0,8	185,4	0,225 547	0,746	0,6787	0,7344	46,4	1,175	3,13	2,30	0,83	41,1	0,447	0,39
St 48	0,2	60,3	0,073 358	0,425	0,4123	0,9110	241,1	2,112	50,00	45,50	4,45	22,9	0,803	0,55
	0,3	90,4	0,109 976	0,521	0,4978	0,8673	211,0	2,736	29,17	25,30	3,87	17,7	1,040	0,70
	0,4	120,6	0,146 715	0,602	0,5663	0,8242	180,8	3,082	18,75	15,45	3,30	15,7	1,171	0,80
	0,45	135,6	0,164 964	0,638	0,5956	0,8033	165,8	3,150	15,28	12,27	3,01	15,3	1,197	0,82
	0,50	150,7	0,183 333	0,673	0,6233	0,7820	150,7	3,161	12,50	9,78	2,72	15,3	1,201	0,82
	0,55	165,8	0,201 703	0,705	0,6480	0,7616	135,6	3,097	10,23	7,79	2,44	15,6	1,177	0,80
	0,6	180,8	0,219 951	0,737	0,6721	0,7405	120,6	2,987	8,33	6,17	2,16	16,2	1,135	0,78
	0,7	211,0	0,256 691	0,796	0,7146	0,6996	90,4	2,571	5,36	3,75	1,61	18,8	0,977	0,67
	0,8	241,1	0,293 309	0,851	0,7519	0,6592	60,3	1,929	3,13	2,06	1,07	25,0	0,733	0,50
St 52	0,2	69,6	0,084 672	0,457	0,4413	0,8974	278,2	2,805	50,00	44,87	5,13	17,2	1,122	0,68
	0,3	104,3	0,126 886	0,560	0,5312	0,8473	243,5	3,622	29,17	24,71	4,46	13,3	1,449	0,87
	0,4	139,1	0,169 221	0,646	0,6020	0,7985	208,7	4,058	18,75	14,97	3,78	11,9	1,623	0,98
	0,45	156,5	0,190 389	0,685	0,6327	0,7744	191,3	4,145	15,28	11,83	3,45	11,7	1,658	1,00
	0,50	173,9	0,211 557	0,723	0,6616	0,7498	173,9	4,159	12,50	9,37	3,13	11,6	1,664	1,00
	0,55	191,3	0,232 725	0,758	0,6875	0,7262	156,5	4,078	10,28	7,43	2,80	11,8	1,631	0,98
	0,6	208,7	0,253 893	0,792	0,7118	0,7024	139,1	3,921	8,33	5,85	2,48	12,3	1,568	0,94
	0,7	243,5	0,296 229	0,855	0,7546	0,6562	104,3	3,365	5,36	3,52	1,84	14,4	1,346	0,81
	0,8	278,2	0,338 443	0,914	0,7920	0,6106	69,6	2,519	3,13	1,91	1,22	19,2	1,008	0,61

Tafel 2.

Stab II

$F_e = 32{,}2\ \text{cm}^2;\ F = 2 \cdot 32{,}2 = 64{,}4\ \text{cm}^2$

$\frac{h}{l} = \frac{10}{500} = \frac{1}{50}$

$P_E = 142{,}7$ t

nach Krohn: $Q = \frac{32{,}2}{14} = 2{,}30$ t.

	St 37	St 48	St 52
$\sigma_S F =$	154,6	200,9	231,8 t
$P_{\text{zul}} =$	45,7	49,4	51,8 t.

Baustoff	μ	P t	$\frac{P}{P_E}$	α	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$\sigma_S F - P$ t	Q t	δ_1 cm	a cm	δ cm	β	Q' t	p %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
St 37	0,2	30,9	0,216 538	0,731	0,6676	0,7445	123,7	1,207	20,00	14,89	5,11	26,7	0,459	1,00
	0,3	46,4	0,325 158	0,896	0,7808	0,6247	108,2	1,514	11,67	7,29	4,38	21,2	0,575	1,26
	0,4	61,8	0,433 076	1,034	0,8594	0,5114	92,8	1,649	7,50	3,84	3,66	19,5	0,627	1,37
	0,45	69,6	0,487 737	1,097	0,8898	0,4563	85,0	1,659	6,11	2,79	3,32	19,4	0,630	1,38
	0,50	77,3	0,541 696	1,156	0,9152	0,4030	77,3	1,636	5,00	2,02	2,98	19,7	0,622	1,36
	0,55	85,0	0,595 655	1,212	0,9363	0,3512	69,6	1,580	4,09	1,44	2,65	20,4	0,600	1,31
	0,6	92,8	0,650 315	1,267	0,9542	0,2991	61,8	1,494	3,33	1,00	2,33	21,5	0,568	1,24
	0,7	108,2	0,758 234	1,368	0,9795	0,2014	46,4	1,243	2,14	0,43	1,71	25,9	0,472	1,03
	0,8	123,7	0,866 854	1,462	0,9941	0,1086	30,9	0,898	1,25	0,14	1,11	35,8	0,341	0,75
St 48	0,2	40,2	0,281 710	0,834	0,7406	0,6719	160,7	1,985	20,00	13,44	6,56	16,2	0,754	1,53
	0,3	60,3	0,422 565	1,021	0,8526	0,5225	140,6	2,448	11,67	6,10	5,57	13,1	0,930	1,88
	0,35	70,3	0,492 642	1,103	0,8926	0,4209	130,6	2,572	9,29	4,19	5,10	12,5	0,977	1,98
	0,40	80,4	0,563 420	1,179	0,9242	0,3819	120,5	2,626	7,50	2,86	4,64	12,3	0,998	2,02
	0,45	90,4	0,633 497	1,250	0,9490	0,3153	110,5	2,622	6,11	1,93	4,18	12,3	0,996	2,02
	0,50	100,45	0,703 924	1,318	0,9682	0,2501	100,45	2,564	5,00	1,25	3,75	12,5	0,974	1,97
	0,55	110,5	0,774 352	1,382	0,9822	0,1877	90,4	2,454	4,09	0,77	3,32	13,1	0,933	1,89
	0,6	120,5	0,844 429	1,443	0,9919	0,1275	80,4	2,302	3,33	0,42	2,91	14,0	0,875	1,77
	0,7	140,6	0,985 284	1,559	0,9999	0,0118	60,3	1,880	2,14	0,03	2,11	17,1	0,714	1,45
St 52	0,2	46,4	0,325 158	0,896	0,7808	0,6247	185,4	2,594	20,00	12,49	7,51	12,4	1,038	2,00
	0,3	69,5	0,487 036	1,096	0,8894	0,4572	162,3	3,164	11,67	5,33	6,34	10,2	1,266	2,44
	0,35	81,1	0,568 535	1,184	0,9261	0,3772	150,7	3,305	9,29	3,50	5,79	9,8	1,322	2,55
	0,40	92,7	0,649 615	1,266	0,9539	0,3001	139,1	3,360	7,50	2,25	5,25	9,6	1,344	2,59
	0,45	104,3	0,730 904	1,343	0,9742	0,2258	127,5	3,336	6,11	1,38	4,73	9,7	1,334	2,57
	0,50	115,9	0,812 193	1,416	0,9880	0,1542	115,9	3,243	5,00	0,77	4,23	9,9	1,297	2,50
	0,55	127,5	0,893 483	1,485	0,9963	0,0857	104,3	3,086	4,09	0,35	3,74	10,4	1,234	2,38
	0,6	139,1	0,974 772	1,551	0,9998	0,0198	92,7	2,875	3,33	0,07	3,26	11,2	1,150	2,22

In den Tafeln 1 und 2 sind die Größen Q, δ_1, a und δ, errechnet nach den Formeln 10 bis 12, eingetragen. Ferner zum Vergleich mit dem Nenner der Krohnschen Formel die Größe

$$\beta = \frac{F_e}{Q}.$$

Formel 10 gibt wie die Krohnsche die Querkraft Q für den Grenzzustand des Ausweichens des Stabes. Für die Bemessung der Bindebleche und ihrer Anschlüsse ist also wie bei dieser die Bruchspannung σ_B des Baustoffes maßgebend.

Die Reichsbahnvorschriften verlangen die Annahme von Q zu 2% der größten Druckkraft und Bemessung der Bindebleche nach der zulässigen Spannung σ_{zul}. Um die nach Formel 10 errechneten Werte mit dieser Vorschrift vergleichen zu können, wurden die Werte Q in Spalte 9 mit $\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_B}$ multipliziert und die so erhaltenen Werte Q' in Spalte 14 eingetragen. Dieser Multiplikator beträgt

$$\text{für St 37: } \frac{1,4}{3,7} \sim 0,38$$

$$\text{„ „ 48: } \frac{1,82}{4,8} \sim 0,38$$

$$\text{„ „ 52: } \frac{2,1}{5,2} \sim 0,40.$$

Die in Spalte 15 eingetragene Größe

$$p = \frac{100\,Q'}{P_{zul}}$$

gibt die Größe von Q' in Prozenten der zulässigen größten Druckkraft P_{zul} und ermöglicht einen unmittelbaren Vergleich mit den von der Reichsbahn vorgeschriebenen 2%.

Abb. 4. Größe der Querkraft in Abhängigkeit von μ.

Die größte auftretende Querkraft ergibt sich nach den Zahlenbeispielen (vgl. auch Abb. 4) etwa für $P = 0,45\,\sigma_S\,F$. Setzt man diesen Wert in Formel 10 ein, so geht sie über in die Form

$$(13) \qquad Q = 0,55\,\sigma_S\,F \cdot \frac{h}{l} \cdot \alpha \sin \alpha$$

mit

$$\alpha = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{0,45\,\sigma_S\,F}{P_E}}.$$

Entsprechend der Reichsbahnvorschrift ergäbe sich

$$(13a) \qquad Q' = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_B} \cdot Q = 0,55 \cdot \frac{\sigma_{zul}\,\sigma_S}{\sigma_B} \cdot F \cdot \frac{h}{l} \cdot \alpha \sin \alpha.$$

Bei Bemessung nach dieser Formel wäre σ_{zul} maßgebend.

Die zu diesen Werten Q gehörenden Hebelarme a (Spalte 11 d. Taf. 1 u. 2) entsprechen für den Stab höheren Schlankheitsgrades (Stab II) ungefähr den bisher üblichen Annahmen bei überschläglicher Berechnung, während sie für den Stab niederen Schlankheitsgrades (Stab I) wesentlich größer, also erheblich ungünstiger sind, und damit eine höhere Sicherheit gewährleisten.

B. Zweites Verfahren.

Die Biegelinie wird angenähert als Parabel angenommen. Dann ist nach Mohr die elastische Durchbiegung

$$\delta = \frac{P}{EJ}\left(a \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} + \frac{2}{3} \cdot \delta \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{5}{8} \cdot \frac{l}{2}\right) = \frac{P\,a\,l^2}{8} \cdot \frac{1}{EJ - \frac{5}{48} \cdot P l^2}$$

$$\delta = a \frac{6\,P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - 5\,P}.$$

Der Hebelarm in Stabmitte ist

$$\delta_1 = a + \delta$$

$$\delta_1 = a \cdot \frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - 5\,P}.$$

Die Drehung der Endtangente ist nach Mohr

$$\tau = \frac{P}{EJ}\left(a \cdot \frac{l}{2} + \frac{2}{3} \cdot \delta \cdot \frac{l}{2}\right) = \frac{P\,l}{2\,EJ}\left(a + \frac{2}{3} \cdot \delta\right)$$

$$= \frac{P\,l\,a}{2\,EJ} \cdot \frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - 5\,P}.$$

Der Stab weicht aus, wenn

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{P\,\delta_1}{W} = \sigma_S$$

wird, also wenn

$$\sigma_S = \frac{P}{F} + \frac{P}{W} \cdot a \cdot \frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - 5\,P}.$$

Hieraus folgt

$$a = \left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{W}{P} \cdot \frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - 5\,P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + P}$$

und die Drehung der Endtangente

$$\tau = \frac{W\,l}{2\,EJ}\left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + P}.$$

Die Querkraft am Stabende im Augenblick des Ausweichens ist

$$Q = P\,\tau$$

$$(14) \qquad Q = \frac{P\,W\,l}{2\,EJ}\left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + P}.$$

Setzt man für den Rahmenstab

$$F = 2\,F_e, \quad W = F_e\,h, \quad J = J_v = J_1\,\varphi = F_e \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \varphi$$

dann wird

$$(15) \qquad Q = \frac{P}{E\,\varphi} \cdot \frac{l}{h}\left(\sigma_S - \frac{P}{F}\right)\frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - P}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + P}.$$

Für $P = 0,45\,\sigma_S\,F = 0,9\,\sigma_S\,F_e$ wird

$$(16) \qquad Q = \frac{0,495\,\sigma_S^2\,F_e}{E\,\varphi} \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E - 0,9\,\sigma_S\,F_e}{\frac{48}{\pi^2} \cdot P_E + 0,9\,\sigma_S\,F_e}.$$

Da der Bruch am Ende der Formel immer kleiner als 1 ist, rechnet man ungünstig, wenn man ihn gleich 1 setzt, und erhält dann den Größtwert von Q aus Gl. 15 und der Bedingung $\frac{dQ}{dP} = 0$. Das ergibt

$$P = \sigma_S \cdot \frac{F}{2} = \sigma_S\,F_e.$$

Dann folgt

$$(17) \qquad Q = \frac{0,5\,\sigma_S^2\,F_e\,l}{E\,\varphi\,h}.$$

C. Vergleich der Formeln.

In Tafel 3 sind die Ergebnisse nach den Formeln 13, 16 und 17 für die Stäbe I und II und die drei Baustähle den Werten der Krohnschen Formel gegenübergestellt.

Formel 13 liefert die günstigsten Werte; Formel 16, die keine Winkelfunktion enthält und infolgedessen für die Anwendung etwas bequemer

Tafel 3. Zusammenstellung der Ergebnisse nach den verschiedenen Formeln.

Stab	Baustoff	Nach Krohn				Nach Formel 13				Nach Formel 16				Nach Formel 17			
		Q	β	Q'	p	Q	β	Q'	p	Q	β	Q'	p	Q	β	Q'	p
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Stab I	St 37	3,45	14	1,31	1,13	1,90	25,5	0,72	0,62	1,97	24,5	0,75	0,65	2,10	23,0	0,80	0,69
	St 48	3,45	14	1,31	0,90	3,15	15,3	1,20	0,82	3,28	14,7	1,25	0,85	3,55	13,6	1,35	0,92
	St 52	3,45	14	1,38	0,83	4,15	11,7	1,66	1,00	4,33	11,1	1,73	1,04	4,73	10,2	1,89	1,14
Stab II	St 37	2,30	14	0,87	1,90	1,66	19,4	0,63	1,38	1,98	16,3	0,75	1,64	2,44	13,2	0,93	2,04
	St 48	2,30	14	0,87	1,76	2,62	12,3	1,00	2,02	3,15	10,2	1,20	2,43	4,13	7,8	1,57	3,18
	St 52	2,30	14	0,92	1,78	3,34	9,7	1,33	2,57	4,02	8,0	1,61	3,11	5,50	5,86	2,20	4,25

ist, liefert höhere Werte, besonders für höhere Schlankheitsgrade und für hochwertigen Baustoff. Formel 17, die einfachste, liefert die höchsten Werte, die aber bei niederen Schlankheitsgraden und für St 37 auch noch bei höheren des unelastischen Bereichs fast durchweg unter den 2% der Reichsbahnvorschrift liegen. Es ist daher die Berechnung nach Formel 13 zu empfehlen.

Die Zahlenrechnung hat ergeben, was auch aus dem Bau der Formeln zu ersehen ist, daß die Querkraft mit steigender Streckgrenze und steigendem Schlankheitsgrade wächst. Ferner, daß die Forderung der Reichsbahnvorschrift, die Querkraft zu 2% der höchsten Druckkraft anzunehmen, für Stäbe niederen Schlankheitsgrades (s. Stab I) zu ungünstig ist, und zwar für alle in Frage kommenden Baustähle, daß sie dagegen bei höherem Schlankheitsgrade (s. Stab II) nur für St 37 zu ungünstig ist, für St 48 etwa zutrifft und für St 52 nicht ausreicht.

Die Verwendung hochwertigen Stahles ist daher für Stäbe, die sich dem elastischen Bereich nähern, und erst recht für solche, die ihm angehören, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nicht zu empfehlen. Sie bringt keine Vorteile, da hier allein der Elastizitätsmodul, der für alle drei Stahlsorten gleich ist, für die Querschnittausbildung maßgebend ist, und da hochwertige Baustähle stärkere Bindungen erfordern.

Stahlskelett der „St.-Joseph-Kirche“ in Offenbach a. M.

Von Oberingenieur **R. Moosbrucker,** Offenbach a. M.

Als erste größere Kirche in der Diözese Mainz, bei welcher der moderne Stahlskelettbau in Anwendung kommt, wird gegenwärtig die katholische Pfarr-Kirche „St. Joseph“ in Offenbach a. M., Ecke Haydn- und Grimmstraße, fertiggestellt.

Von der Gebäudegruppe, die neben der Kirche das Pfarrhaus, Küsterhaus mit Bibliothek, sowie Schwestern- und Gemeindehaus umfaßt oder umfassen soll, weil letztere erst später gebaut werden, ist die Kirche der Hauptteil. Aus der Perspektive, Abb. 1, und dem Grundriß, Abb. 2, ergibt sich ein kurzer Überblick. Der Entwurf, das Ergebnis eines engeren Wettbewerbes, ist von den Architekten Hans & Christoph Rummel, Architekten B. D. A., Frankfurt a. M., während die örtliche Bauleitung in den Händen des Architekten Fritz Bossert, Architekt B. D. A., Offenbach a. M., liegt.

Abb. 1. Ansicht der Kirche mit den anschließenden Gebäuden.

Der Querschnitt des Kirchenschiffes hat Basilika-Form (Abb. 3). Das Äußere der Kirche wird durch die beiden Türme betont, die als Abschluß ein großes Kreuz tragen. Die Grundrißmasse sind 53,0 × 22,4 m. Von der Länge entfallen 10,5 m auf das 15,2 m hohe Chor, unter dem sich ein Untergeschoß als Saal von 3,65 m lichter Höhe befindet, 36,0 m auf das 13,2 m hohe und 15,1 m breite Hauptschiff und 6,0 m auf die Türme, zwischen denen der Haupteingang liegt. Beide Seitenschiffe sind 3,44 m breit und 5,0 m hoch; eine Taufkapelle liegt am Ende des westlichen Seitenschiffes. Die Oberkanten der Kreuze liegen 33,5 m über Fußboden.

Für die Kirche, die 750 Sitzplätze und etwa 1000 Stehplätze hat, ist als Tragkonstruktion ein Stahlskelett gewählt worden (Abb. 2 bis 5). Über den statischen Aufbau desselben wäre zu bemerken, daß alle senkrechten Belastungen auf die Stützen bzw. Stiele und von diesen in die Fundamente übertragen werden. Die Wände sind nur Füllmauerwerk, die außer ihrem eigenen Gewicht keine Belastung aufzunehmen oder zu übertragen haben. Eine Ausnahme bilden die beiden Kellermauern am Saal und Heizkeller, welchen auch die entsprechenden Deckenlasten zugewiesen wurden, da sie doch Erddrücke aufzunehmen haben. Der Winddruck quer zur Längsachse wird von den Riegeln bzw. Stielen und Stützen der Längswände aufgenommen. Hierbei lehnen sich die Stiele des Chors an waagerechte Verbände in den beiden Decken, die die Drücke an senkrechte Verbände in Reihe 1 — Chorgiebel — und Reihe 4 — Wand zwischen Chor und Hauptschiff — weitergeben, während die Stützen des Hauptschiffes die Drücke an einen Windträger über der Decke des Schiffes und an die Fundamente dieser Stützen abgeben. Dieser Windträger, der 36,0 m Stützweite hat, gibt seine Auflagerdrücke an den Verband in Reihe 4 und an die Turmwände in Reihe 13 ab, die mit den Wänden in Reihe 14 auch den Wind auf die Türme aufnehmen.

Die Glocken schwingen in Richtung der Kirchenlängsachse. Die dadurch auftretenden waagerechten Kräfte werden zusammen mit den in dieser Richtung wirkenden Windbelastungen von den Turmwänden B, C, D und E aufgenommen und auf die Fundamente übertragen, wobei der Winddruck auf den Chorgiebel durch die Wandstiele bzw. die waagerechten Verbände in den Decken übertragen wird. Die Türme sind also die Hauptstützpunkte, weitere Stützpunkte, aber nur für Querwind, sind die oben angeführten Verbände in Reihe 1 und 4.

Das Dach des Hauptschiffes, das 30° Neigung hat und in das flache Kupferdach über dem Chor einschneidet, sowie die unter 45° liegenden Turmdächer sind mit braunen Mehrholzer Pfannen eingedeckt. Unter den Dächern von Chor und Hauptschiff liegen Schutzdecken aus Bimsbetonhohlplatten zwischen Stahlträgern, die, da sie nur bei Ausbesserungsarbeiten begangen bzw. belastet werden, für 100 kg/m² Nutzlast berechnet sind. Diese Deckenträger, die in 1,25 m Abstand angeordnet sind, liegen im Chor über Unterzügen, unter denen ein Rabitzabschluß angeordnet ist; im Schiff liegen sie auf den Untergurtungen der Dachbinder auf. Des besseren Aussehens wegen werden letztere auf die Breite der Stützenummantelung mit Rabitz verkleidet. Die Untersicht der Decke ist verputzt, weshalb die Deckenkörper, die zugleich Putzträger sind, etwas über die unteren Flansche der Deckenträger vorstehen. Zum Ausgleich ist Leichtbeton aufgebracht worden.

Die Dächer der Seitenschiffe haben Kupfereindeckung auf Holzschalung, darunter als Wärmeschutz eine Decke aus Bimsbeton zwischen Trägern mit Deckenputz. Das flache Dach zwischen den Türmen ist ebenso ausgeführt. — Der Fußboden des Chors, auf dem auch der Hauptaltar steht, und die Decke des Heizkellers bestehen aus Ziegelsteinkappen zwischen Stahlträgern, darüber Ausgleichbeton mit Glattstrich, Fußbodenbelag: Steinplatten. Den oberen Abschluß bildet eine Rabitzdecke.

Für die Empore, die auf 5,0 m Höhe liegt, und die auf derselben Höhe liegenden Bühnen in den Türmen sind wieder Bimsbetonhohlkörper

Abb. 2. Grundriß.

zwischen Trägern vorgesehen, wobei die Körper gleichzeitig Putzträger sind. Als Nutzlast sind hier 500 kg/m² vorgesehen. Zwischen den Stützen *B* 12 und *E* 12 liegt in der Brüstung der Empore ein Blechträger von etwa 15 m Stützweite, der die Deckenträger des Feldes 12:13 aufnimmt. Zur seitlichen Sicherung der oberen Gurtung sind Absteifungen zwischen den Deckenträgern vorgesehen.

Die Decken auf + 13,28 m haben dieselbe Konstruktion. Als Nutzlast sind 350 kg/m² angesetzt worden.

Auf den Bühnen + 18,5 m, die in Stampfbeton zwischen Stahlträgern ausgeführt sind, stehen die auf besonderen Trägern gelagerten Glockenstühle aus Stahlkonstruktion. Das Glockengewicht beträgt für ein Geläute und jeden Turm rd. 4,0 t; die beim Läuten auftretenden Kräfte wurden rechnerisch erfaßt nach „Koeppke“ (s. Hütte I, 18. Aufl.).

Die Stützen in den Außenwänden des Chors, die in einem Stoß dicht über Fußboden auf den Stützen des Saales aufstehen, sind in Reihe I aus I 40 und I 42½, in den Reihen B und E aus I P 30. Bei deren Bemessung war die Belastung durch Winddruck maßgebend. Die errechnete Durchbiegung beträgt rd. $^1/_{500}$ der freien Höhe von 13,5 m. Der in der Giebelwand Reihe 1 liegende senkrechte Verband hat Schrägen aus Flachstäben, die in der Ausmauerung liegen. Unter der Saaldecke teilt sich der Verband in zwei Einzelverbände, so daß die zu übertragenden Windbelastungen von vier Fundamenten aufgenommen werden. Die Ausmauerung des Chors in 30 cm starkem Triolsteinmauerwerk wird von Trägern auf die Stützen des Untergeschosses übertragen. Die Mauern in dem Untergeschoß selbst sind aus Ziegelsteinen. Im Innern des Chors stehen vier Stützen, die die Decke aufnehmen. Ihrer großen Höhe wegen sind sie aus ⊐⊏ 24 und stehen auf den Unterzügen I P 55 des Saales in Verlängerung der Saalstützen.

Abb. 4. Schnitt *b*—*b* Abb. 2.

Abb. 5. Vorderansicht.

Die aus I P 30 gebildeten Stützen des Hauptschiffes, die aus architektonischen Gründen unten in der Stärke 40/70 cm ummantelt sind, stehen in 4,0 m Abstand und sind 13,5 m hoch. Sie tragen die Dachbinder von 15,1 m Stützweite und nehmen in 5,0 m Höhe die Riegelunterzüge der Längswände aus I I 22 auf. Diese Riegel haben das 30 cm starke Triolsteinmauerwerk der Längswände, sowie den anfallenden Teil der flachen Seitendächer zu tragen und sind zugleich die Hauptlängsaussteifungen

Abb. 3. Schnitt *c*—*c* Abb. 2.

zwischen dem Chor und den Türmen. Für die Stützen beträgt die errechnete Durchbiegung aus der Belastung durch Winddruck $^1/_{500}$ der Höhe von 13,5 m. Die Längswände der Seitenschiffe haben Stiele aus I 18 und in einem Feld einen senkrechten Verband.

Der vorerwähnte Windträger (Abb. 2), die Hauptaussteifung des Schiffes, hat bei 36,0 m Stützweite 13,58 m Gurtabstand und gekreuzte Zugstreben aus je einem Winkel 75 · 75 · 8, während die gleich stark durchgeführten Gurtungen aus zwei Winkeln 90 · 90 · 9 bestehen. Die unteren Gurtungen der Binder 7 und 10 sind die Trägerpfosten. Die Windlasten aus den Bindern und Stielen 5—6, 8—9 und 11—12 werden durch Zwischenfachwerke, bestehend aus Hauptschrägen und einem eingeschalteten Zwischenriegel, der zwischen den normalen Deckenträgern liegt, in die Hauptknotenpunkte des Windträgers geleitet.

Der senkrechte Verband in Reihe 4, der neben den Decken und seiner Riegelausmauerung in der Hauptsache die Auflagerdrücke des vorbeschriebenen Windträgers und des Verbandes in der Chordecke aufzunehmen hat, ist ein Hauptglied der Queraussteifungen und besteht aus einem Zweigelenkrahmen, der sich auf zwei Fachwerkböcke aufstellt, die mit den Fundamenten entsprechend verankert sind (Abb. 3 u. 4). Die inneren Stiele des Rahmens mußten wegen der Kanzelöffnung schräg nach außen gezogen werden (Abb. 3).

Die beiden Türme bestehen bis auf + 18,5 m aus je vier Fachwerkscheiben mit gemeinschaftlichen Eckstielen aus I P 24, die auch in der Querrichtung zusammen verbunden sind. Über dieser Höhe stehen die Türme frei. Die Wände sind hier als Zweigelenkfachwerkrahmen behandelt, haben Stiele aus ⊐⊏ 14, die an den Ecken rechtwinklig zusammenstoßen und miteinander verbunden sind (Abb. 4 u. 5). Die 5 m hohen Kreuze haben ebenfalls ein Stahlgerippe — der Querschnitt der Betonummantelung beträgt 50/25 cm —.

Die Ausmauerung des Stahlskeletts, die außen und innen verputzt ist, wurde bei den Türmen in Schwemmsteinmauerwerk von 40 cm Stärke aus-

Abb. 6. Aufstellen der Türme.
Aufrichten der Wand *c*.

Abb. 8. Stahlskelett,
im Vordergrund das Chor mit Fachwerkrahmen in Reihe 4.

geführt, alle übrigen Wände über dem Fußboden sind aus Triolsteinen von 30 cm, während im Keller Ziegelsteinmauerwerk verwendet wurde. Alle Hauptkonstruktionsteile liegen 15 cm hinter Außenseite des Mauerwerks; auch wurde darauf geachtet, daß die Ummauerung immer in geschlossenem Verband erfolgte. Um die Stützen und Stiele wurde bei der Ausmauerung ein Spielraum von 3 bis 4 cm gelassen, der immer, wenn etwa 1 m gemauert war, mit Beton satt ausgestampf wurde, was sich bei anderen Bauten als sicherer Rostschutz sehr gut bewährt hat. Bei allen Stützen und Stielen sind zwischen Fußplatte und Fundament Schallisolierplatten eingelegt und alle Köpfe und Füße, mit Ausnahme der Turmfüße, elektrisch geschweißt worden.

Das Gesamtgewicht der Konstruktion beträgt rd. 225 t oder für den Kubikmeter des umbauten Raumes 14,2 kg.

Es verdient hervorgehoben zu werden, daß durch die Verwendung des Stahlskeletts 15 % an den Baukosten gespart werden.

Da bei der Montage die meisten Konstruktionsteile auf verhältnismäßig große Höhen zu ziehen waren, entschloß man sich, einen Turmdrehkran zu verwenden, mit dem dann auch die ankommenden Fahrzeuge entladen wurden. Abb. 6 zeigt die Aufrichtung einer 7,5 t schweren Turmwand, die wie die übrigen schweren Teile unten zusammengebaut und abgenietet wurde. Auch die beiden Turmteile über + 18,5 m, jeder aus vier Fachwerkwänden mit einem waagerechten Verband in + 26,0 m, wurden unten fertig zusammengebaut und in einem Stück hochgezogen. Abb. 7 zeigt den Teil von rd. 6,1 t Gewicht kurz vor dem Absetzen. Abb. 8 zeigt das fertige Stahlskelett, wobei die starken Oberteile der Kreuze auffallen, die man, um die kostspieligen Arbeiten in der Höhe zu vermeiden, bis zu dem Firstanschluß unten betoniert und dann mit dem Kran aufgesetzt hat.

Abb. 7. Aufstellen der Türme.
Absetzen des Oberteils über + 18,5 m.

Die Ausführung der Konstruktion und Aufstellung des Entwurfes war der Firma Michael Lavis Söhne, Offenbach a. M., übertragen. Die Arbeiten auf der Baustelle begannen am 15. Januar d. J. und waren am 15. Februar beendet, wobei die eigentlichen Aufstellungsarbeiten rd. drei Wochen in Anspruch nahmen.

Die neue Flugzeughalle in Amsterdam.

Von Baurat **B. H. H. Zweers**, Amsterdam.

Das schnelle Anwachsen des Luftverkehrs machte es erforderlich, die Aufnahmefähigkeit des städtischen Flughafens „Schiphol" in Amsterdam zu vergrößern durch den Bau einer neuen großen Flugzeughalle, welche in Abb. 1 gezeigt wird. Die Tiefe der Halle beträgt 40 m, die Länge 96 m, so daß für die Flugzeuge eine Gesamtnutzfläche von 3840 m² zur Verfügung steht. Die Toröffnungen haben eine Höhe von 8 m und eine freie Länge von 2 × 48 m. An der Rückwand und den beiden Seitenwänden sind Nebengebäude angebaut, welche als Büroräume, Lager und Werkstätten zur Verfügung stehen sowie als Kesselhaus für die Zentralheizung der Halle und Büroräume dienen.

Der Bau der neuen Halle und der Nebengebäude sind Stahlskelettbauten, die auf Eisenbetonfundamenten mit Holzrammpfählen ruhen. Die Dacheindeckung bilden Bimsbetonkassettenplatten, mit Asphaltpappe abgedeckt. Die Umfassungswände sind mit Ziegelsteinen ausgemauerte Stahlfachwerkwände. Die Belichtung der Halle erfolgt durch ein 6 m hohes Lichtband über den Toren und durch große Lichtbandflächen in den Seitenwänden und der Rückwand. Nachts wird die Halle innen und außen, auch das Dach, durch starke elektrische Lampen beleuchtet, um auch dann die Verwendung zu ermöglichen und den ankommenden Fliegern als Erkennungszeichen zu dienen.

Der Fußboden in und vor der Halle besteht aus Eisenbetonplatten. Abb. 2 zeigt die Innen-, Abb. 3 die Außenansicht der Halle.

Die Gliederung des Stahlskeletts zeigt Abb. 1. Die Bimsbetonkassettenplatten werden im Abstande von 2,2 m von stählernen Gitterpfetten aufgenommen; zur Aufnahme der Gitterpfetten dienen die stählernen Binder, die einen Abstand von 8 m haben. Die Binder haben eine Spannweite von 36 m und lagern einerseits auf stählerne Stützen, die frei vor der Rückwand stehen, und anderseits auf dem Hauptunterzug auf; über diese hinaus kragen sie noch 4 m aus und übertragen so auch die Lasten der oberen Torabschlußwand auf den Unterzug. Durch diese Anordnung wird einmal eine günstige Ausnutzung der Binder erreicht, anderseits aber wird vermieden, daß die Torabschlußwand und die oberen Torführungen unmittelbar am Hauptunterzug befestigt werden und daß die Diagonalen des Hauptunterzuges nach außen durch das Lichtband hindurchscheinen, eine Lösung dieses Problems, die ästhetisch sehr befriedigt. Die Auflagerung der Binder am Hauptunterzug erfolgt auf den Knotenblechen des Untergurtes, indem der auskragende Teil des Binders durch den Unterzug hindurchgesteckt wird. Der Hauptunterzug ist als Parallelträger mit unter 45° geneigten Diagonalen bei einer Systemhöhe von 4 m ausgebildet; der Unterzug überspannt als Träger auf drei

96 m

Stützen die beiden Toröffnungen von je 48 m Spannweite. — Diese Stützen dienen gleichzeitig als Windböcke zur Aufnahme der durch horizontale Windträger übertragenen Windlasten. In der Dachebene sind zur Aufnahme der Windlasten auf die Längswände von Binder zu Binder gespannte Windverbände angeordnet sowie zur Aufnahme der Windlasten auf die Giebelwände Windträger von Windbock zu Windbock. In der Binder- bzw. Hauptträger-Untergurtebene sind weitere Windträger angeordnet, die sich von Windbock zu Windbock spannen. In diese Windträger werden auch die Windlasten auf die Längswände, die auf die oberen Dachverbände entfallen, durch die Binder übertragen. Die Konstruktion ist berechnet für einen Winddruck von 100 kg/m² senkrecht getroffener Außenwandfläche und 60 kg/m² Innenwandfläche.

Die Aufstellung des Stahlskeletts geschah in der Weise, daß erst die Mittelstütze und Windböcke als Auflager für den Hauptunterzug errichtet wurden, dann wurde der Hauptunterzug in einer Länge von 48 m und 8 m überkragend aufgestellt. Nachdem nun der Mittelbinder hochgezogen worden war, wurden von diesem aus die weiteren Binder und Gitterpfetten des einen Hallenteiles aufgestellt. Sodann wurde der restliche Teil des Hauptunterzuges eingehängt und die weitere Konstruktion montiert.

Mit der wichtigste Bestandteil einer Flugzeughalle ist die Tor-Konstruktion, denn von dem sicheren und schnellen Öffnen und Schließen der Tore hängt der Wert besonders einer großen Flugzeughalle ab. Verwendete man früher im allgemeinen einfache Schiebetore, die in einzelnen Scheiben auf nebeneinanderliegenden Schienen voreinander geschoben werden konnten, so entschied man sich bei der neuen Halle für den Einbau der Schiebefalttore der Firma D. Hirsch, Stahlhoch- und Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, welche auf diese Tor-Konstruktion mehrere Patente besitzt.

In Abb. 4 ist die verwendete Konstruktion der Schiebefalttore dargestellt. Jede der beiden Hallenöffnungen von 48 m lichter Weite und 8 m lichter Höhe wird durch eine Toreinheit geschlossen, die aus je 20 abschwenkbaren Flügeln und einem vorderen, nicht abschwenkbaren Führungsflügel besteht. Der Stahlrahmen der Torflügel besteht aus einem ⊏-Profil-Rahmen mit zwei Queraussteifungen aus I-Profilen, einer unteren Blechaussteifung und Diagonalen aus Winkelprofilen. Die Füllung der Tore besteht aus 3 cm starkem, gespundetem Kiefernholz. Die Verbindung der Torflügel untereinander erfolgt durch Stahlgußbänder mit Bronzebuchsen.

Abb. 1. Grundriß, Längs- und Querschnitte der Halle.

Die Vertikallast nimmt ein Laufwagen mit zwei Kugellager-Laufrollen auf, während horizontal oben und unten besondere Lauf- und Führungsrollen angeordnet sind. Der Laufwagen läuft auf einer Feldbahnschiene; zur Führung der oberen und unteren Rollen sind seitliche Führungswinkel vorgesehen, die über die gesamte Toröffnung parallel zueinander laufen und erst am Ende der Öffnung weichenartig abgezweigt werden und so die einzelnen Flügel zwingen, sich nacheinander nach innen zu falten. Unter der Feldbahnschiene und den unteren Führungswinkeln ist ein Kanal angeordnet, der die Seilführung aufnimmt. Unter der Seilführung ist jedoch noch ein großer Raum vorhanden, der dazu dient, Flugsand und Schmutz, der sich stets unter den Toren ansammelt und den fahrenden Toren großen Widerstand bietet, aufzunehmen. Ferner bietet der Kanal den großen Vorteil, daß im Winter das Tauwasser hineintropfen kann und somit ein Einfrieren der Tore vermieden wird, so daß stets das Bedienen der Tore durch einen Mann ohne besonderes Hilfswerkzeug erfolgt.

Der Antrieb des Tores geschieht durch ein Drahtseil, das über eine Seilwinde und Umlenk- und Führungsrollen geleitet wird; beide Enden des Seiles sind an dem nicht abschwenkbaren vorderen Torflügel befestigt. Die Elektro-Seilwinde wurde bei dieser Anlage erstmalig als eine Triebscheibenwinde ausgebildet, bei der beide Rillenscheiben angetrieben werden, so daß bei ordnungsgemäß eingestellter Spannvorrichtung ein Schleifen der Seile trotz guter Einfettung nicht eintreten kann. Berücksichtigt man, daß das Gewicht einer zu ziehenden Toreinheit ungefähr 20 t beträgt, so wird ohne weiteres klar, wie wichtig die richtige Auswahl und Konstruktion der Lauf- und Führungsrollen, der Fahr- und Laufschienen, der Winden und des Motors ist.

Abb. 2. Innenansicht der Halle.

Abb. 3. Außenansicht der Halle.

Abb. 4. Konstruktionseinzelheiten der Schiebefalttore.

Der Motor wird bedient durch Drehstromwende-Kontroller mit dazugehörigem getrennten Widerstand; diese werden hinter der Torkammer in einer Büroecke aufgestellt und von der Torkammer aus mittels Handrad bedient. An der Bedienungsstelle befindet sich der Hauptausschalter in einem Gußgehäuse nebst den erforderlichen Sicherungen. Außerdem sind dort sowie kurz vor der Mittelstütze die Starkstrom-Endausschalter angebracht, die die Anlage selbsttätig in ihren beiden Endstellungen auslösen. Die Bedienungsstelle ist so gewählt, daß der Bedienungsmann die gesamte Anlage beim Öffnen und Schließen sowie besonders das Falten der Torflügel gut beobachten kann.

Die Geschwindigkeit der Tore beim Öffnen oder Schließen beträgt 10 m je Minute. Auf ein geräuschloses Laufen und Falten der Tore ist bei der gesamten Anlage und bei der Kurvenausbildung besondere Rücksicht genommen worden. Außer dem elektrischen Antrieb ist selbstverständlich auch ein Reserve-Handantrieb vorhanden, der auch bei Stromstörungen das Öffnen und Schließen der Tore ermöglicht. Drei Schlupftüren in den Toreinheiten ermöglichen den Durchgang von Personen.

Die Torkonstruktion wurde von der Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg geliefert und montiert, während die Ausführung des Stahlskeletts einer holländischen Stahlbauanstalt übertragen wurde.

Vergleichende Belastungsproben an einem einstieligen Bahnsteigbinder in Niet- und Schweißkonstruktion.

Von Dr.-Ing. K. Hoening, Duisburg.

Bei der bekannten Bauart einstieliger Bahnsteigbinder, bei der die Gurtungen der Kragarme voutenförmig zum Stiel übergeleitet sind, entsteht die Frage, wieweit die abstehenden Flansche der gekrümmten Gurtungen an der Übertragung der Biegungsmomente teilnehmen und als starr mit dem Steg verbunden angesehen werden können. Jede Umlenkung von Kräften in den Gurtungen hat radial gerichtete Teilkräfte zur Folge, die, wenn nicht sehr zahlreiche Eckaussteifungen vorhanden sind, nur durch die Quersteifigkeit der Flansche selbst in den Steg geleitet werden können. Bei geschweißter Ausführung der Binder, bei der die Gurtplatte mit Kehlschweißnähten an den Steg angeschlossen wird, erfordert diese Frage besondere Beachtung, weil hier die Verbindung zwischen Steg und Gurtplatte nicht die gleiche Biegungsfestigkeit besitzt wie bei Verwendung von Gurtwinkeln. Daneben verdient auch die Frage nach der Knicksicherheit der Gurtungen auf die ganze Länge der Druckzone, also auch in den geraden Teilen des Untergurtes, Beachtung. Mangelnde Knicksicherheit der Druckgurtung würde zu einem Verdrehen der Gurtplatte, also zu einer Winkeldrehung zwischen Gurt und Steg und damit zum Ausknicken des ganzen Gurtes führen. Auch diese Gefahr wird also in erster Linie durch ausreichende Biegungsfestigkeit des Gurtplattenanschlusses an den Steg beseitigt. — Während bei Nietkonstruktionen die Biegungsfestigkeit der Anschlüsse der Druckgurtung an den Steg sich erfahrungsgemäß im allgemeinen als ausreichend erweist, erschien es geboten, für Schweißkonstruktionen, bei denen infolge fehlender Aussteifung durch Gurtwinkel die Steifigkeit zweifellos geringer ist, vor der Ausführung die Tragfähigkeit durch Versuch nachzuweisen. Die Versuchskonstruktion, bestehend aus einem zweiarmigen Binder, bei dem ein Arm genietet, der zweite geschweißt war, wurde von der Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg, hergestellt und in deren Werkstatt erprobt.

Abb. 1. Versuchsanordnung.

Die Ausladung der Kragarme betrug beiderseits 3,50 m. Die Querschnitte bestanden auf der genieteten Seite aus einem 10 mm starken Stegblech mit vier Gurtwinkeln 100 · 65 · 11, der geschweißte Binderarm bestand aus dem 10 mm starken Steg mit Gurtplatten 210 · 13. Die Widerstandsmomente beider Querschnitte sind unter Berücksichtigung eines Teil-Nietabzuges auf der genieteten Seite nahezu gleich.

Aussteifungen der Stegbleche und Gurte waren bei der ersten Versuchsreihe nicht vorhanden. Bei einer zweiten Versuchsreihe waren die gekrümmten Untergurtteile beim Anschluß der Kragarme an den Stiel beiderseits durch je einen radial angeordneten, an Steg und Gurtungen angeschweißten Flachstab versteift. Beim geschweißten Binderarm waren Steg- und Gurtplatten mit beiderseitigen Schweißnähten von etwa 5 mm Stärke im Schrägmaß an den Steg angeheftet. Die Nähte waren in den geraden Teilen der Gurte als Streckenschweißung mit 100 mm Nahtlänge und 80 mm Lücke ausgeführt, in den gekrümmten Teilen des Untergurtes aber ohne Unterbrechung durchgeführt. Der verkürzt gehaltene Binderstiel war in ein Trägerfundament eingespannt. Die Binderarme waren bei den Belastungsproben zwischen besonderen Rahmenpfosten senkrecht geführt. Sie wurden durch je eine Druck-

wasserpresse im Abstand von 3,20 m von Bindermitte belastet. Die beiderseitigen Pressen waren hydraulisch gekuppelt, so daß die Belastungen der genieteten und geschweißten Seiten stets gleich waren. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Der am höchsten beanspruchte Querschnitt beider Binderhälften lag beim Übergang von der Voute zum Ausleger. Die Belastung durch die Pressen wurde in Stufen von je 1,328 t, entsprechend je 300 kg/cm² Beanspruchung im höchstbeanspruchten Querschnitt aufgebracht. Gemessen wurden hierbei die Drehungen der gedrückten Untergurtplatte bzw. der abstehenden Untergurtwinkelschenkel quer zur Gurtachse in je fünf Punkten der gekrümmten Gurtteile und beim Übergang zum Ausleger. Zum Ablesen dieser Drehwinkel waren an den Untergurten beiderseits über die Gurtbreite vorstehende Flachstäbe angebracht, die je einen tangential zur Krümmung befestigten Spiegel trugen. Mit Hilfe eines weiteren, im Krümmungsmittelpunkt aufgestellten, um die waagerechte Achse drehbaren Spiegels, eines querliegenden, beleuchteten Maßstabes und eines Fernrohres konnten die Drehwinkel der Reihe nach abgelesen werden. Sie sind nachstehend in Maßeinheiten der Ableseskala angegeben, wobei die Einheit der Skala einer Winkeldrehung von 1 : 2500 entspricht.

Abb. 2. Konstruktive Durchbildung des Versuchskörpers.

Bis zu einer Beanspruchung von 2400 kg/cm² verlief die Kurve der Formänderungen auf beiden Seiten vollkommen geradlinig. Alle Versuche zeigten, daß die Winkeldrehungen der abstehenden Gurtplattenstreifen in der Krümmung radial nach außen gerichtet sind, so daß also die Gurtplatten und Winkelschenkel auf der Unterfläche konvex verformt wurden. Die Bezeichnung der Meßpunkte ist aus Abb. 2 zu entnehmen. Die Winkeldrehungen der Flansche ergeben sich bei einer Belastung der Kragarme mit je 7 · 1,328 t entsprechend einer Höchstbeanspruchung von 2100 kg/cm² aus nachstehender Tafel.

Tafel 1. Gurte unversteift.

	Geschweißte Seite		Genietete Seite	
Spiegel	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite
1	12	2	2	1
2	13	10	8	5
3	12	27	14	11
4	18	40	19	19
5	14	39	20	22

Nach Einschweißen eines aussteifenden Flachstabes zwischen den Meßpunkten 3 und 4 ergeben sich folgende Winkeldrehungen:

Tafel 2.

	Geschweißte Seite		Genietete Seite	
Spiegel	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite
1	16	22	5	3
2	15	18	9	10
3	6	6	5	5
4	7	20	13	20
5	9	27	20	24

Die stark unsymmetrische Verformung der Gurtflansche auf der geschweißten Seite ist darauf zurückzuführen, daß der Steg hier nicht genau mit der Plattenmitte zusammenfiel, sondern um etwa 2,5 mm nach der Ostseite verschoben war, so daß der westliche Flansch um 5 mm breiter war als der östliche. Man erkennt also den erheblichen Einfluß eines ungenauen Zusammenbaues bei Schweißkonstruktionen, bei denen die Teile nicht, wie bei Nietkonstruktionen, unverschieblich gegeneinander festgelegt sind. Beim Schlußversuch, bei dem die Beanspruchung bis zur Knickgrenze gesteigert wurde, begann das Ausknicken im östlichen, schmaleren und weniger verformten Flanschteil, der ja die größere Druckbeanspruchung aufzunehmen hatte.

Die Wiederholung des Versuches mit eingeschweißten Aussteifungen (Tafel 2) zeigt, daß deren Wirkung örtlich beschränkt ist, und daß in gewissem Abstand von der Aussteifung die Verformung zum Teil noch vergrößert wird, daß also die Ausbiegung nur zum Teil verhindert, zum anderen Teil aber zu anderen Punkten verdrängt wird.

Die Einsenkungen der Binderarme wurden bei allen Versuchen gemessen, und auch diese Messungen ließen nur einen geringen Einfluß der Aussteifungen erkennen. Die Einsenkung betrug 23,8 mm gegen 23,5 mm nach Anbringen der Versteifung. Die Rechnung ergibt unter der Voraussetzung, daß jeweils der volle Querschnitt der Binderarme wirksam ist, eine Einsenkung von 23,0 mm. Ein nennenswerter Unterschied der Einsenkungen auf der geschweißten und der genieteten Seite war nicht vorhanden.

Die zum Schluß vorgenommene Knickbelastungsprobe führte zum Ausknicken der geschweißten Untergurtplatte an der ersten Schweißlücke, also im geraden Gurtteil, nahe dem Übergang zur Krümmung. Die größte ruhende Belastung der Binderarme betrug 15,9 t, entsprechend einer größten Biegungsbeanspruchung von 3600 kg/cm². Da die geschweißte Platte einseitig ausknickte, wurde der Binderquerschnitt stark aus der senkrechten Ebene herausgebogen. Die genietete Binderseite zeigte bei der gleichen Belastung noch keine wesentliche bleibende Formänderung. Die Einsenkungen der Binderköpfe im elastischen und im unelastischen Bereich ergeben sich aus untenstehender Aufstellung. Die Zahlen geben jeweils das Mittel beider Seiten an.

Die Bruchspannung in dem ausgeknickten Teil der Untergurtplatte betrug ungefähr 3500 bis 3600 kg/cm². Der Baustoff war St 37 mit etwa 4820 kg/cm² Festigkeit und 26,5 % Bruchdehnung. Die Bruchspannung liegt vermutlich weit über der Streckgrenze des Baustoffes und ist wahrscheinlich durch die kurze Knicklänge des ausgeknickten Plattenteils zu erklären, da ja die Knickspannung bei Schlankheitsverhältnissen unter $\lambda = 25$ weit über die Streckgrenze hinaus ansteigen kann.

Schlußfolgerungen.

Innerhalb der Elastizitätsgrenze war die Quersteifigkeit der angeschweißten Lamelle auch im voutenartig gekrümmten Teil ausreichend. Bei Überschreitung dieser Grenze traten auf der geschweißten Seite die ersten Anzeichen des Ausknickens auf, während die genietete Binderseite weiter standhielt. Ungünstig beeinflußt wird die Knicksicherheit durch geringe Verlagerung der Teile beim Schweißen oder beim Zusammenbau der zu schweißenden Teile, ferner durch Unterbrechungen der Schweißnaht in der gedrückten Gurtung. Unterbrochene Schweißnähte sollten also in hochbeanspruchten Teilen gedrückter Gurtungen vermieden werden, während sie in weniger beanspruchten und in gezogenen Teilen unbedenklich sind.

Tafel 3.

P	= t	0	2,656	5,312	7,968	9,296	10,624	11,952	13,280	14,608	15,936
σ_{max}	=	0	600	1200	1800	2100	2400	2700	3000	3300	3600
f ohne Aussteifung	mm	0	6,7	14,1	20,6	23,8	—	—	—	—	—
f mit Aussteifung	mm	0	6,4	13,2	20,2	23,5	26,5	34,5	49,2	73,6	{ Geschw. Arm zerstört

Bemerkenswerte Konstruktion einer Abfertigungshalle der Reichsmonopolverwaltung in Breslau-Kawallen.

Von Regierungsbaumeister **Meinck**, Studienrat an der Höh. Techn. Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau in Breslau.

Die Reichsmonopolverwaltung für Branntwein hat in den Jahren 1927/29 in Breslau-Kawallen umfangreiche Anlagen für ihre Zwecke errichtet. Von diesen ist die 138 m lange und 30 m breite, dem Empfang, der vorübergehenden Lagerung und dem Versand von Spiritus dienende Abfertigungshalle aus Stahl erwähnenswert, da der Bau in seinem mittleren Teile mit einer Aufstockung versehen ist.

Abb. 1. Längsschnitt der Halle.

Abb. 2. Querschnitt a—a (s. Abb. 1).

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, ist der mittlere Hallenteil zwischen den Bindern 9 und 17 unterkellert und zwischen den Bindern 15 und 19 mit dem erwähnten Obergeschoß versehen. Eine Brandmauer in Binderebene 17 teilt diesen Hallenteil in zwei Hälften. Abb. 2 zeigt den Querschnitt des unterkellerten und aufgestockten Teiles, und zwar als Ansicht gegen Binder 15. Die beiden Binder 15 und 19 bestehen nämlich aus je zwei Teilen, von denen der eine den Dachbinder darstellt und als Dreigelenkbogen von 11,40 m Scheitelhöhe ausgebildet ist, während der andere als Unterzug für die Deckenträger der Zwischendecke dient und außerdem die Giebelwand des aufgestockten Teiles zu tragen hat. In der Abb. 2 ist der Dreigelenkbogen mit „Binder A" und der unmittelbar daneben stehende ausgekragte Unterzug mit „Binder B" bezeichnet. Der 30 m lange und 1,30 m hohe Unterzug ist durch zwei symmetrisch zur Mitte angeordnete Stützen im Abstande von 6 m unterstützt und über denselben unterbrochen, so daß die Berechnung sowohl der beiden 12 m langen Seitenteile wie des 6 m langen mittleren Teiles als Balken auf zwei Stützen ausgeführt werden konnte. Abb. 3 zeigt die Innenansicht der Halle gegen Binder 15. Der unmittelbar neben dem Pfosten für den Unterzug stehende Pfosten für den Dreigelenkbogen an der Wand ist deutlich zu erkennen, desgleichen der durch die beiden Stahlstützen unterstützte Unterzug mit der darauf stehenden Wand. Auch der benachbarte Binder 16, der nur einen Pfosten an der Wand besitzt, ist deutlich sichtbar. Der Raum ist hell und übersichtlich, so daß das in der Mitte stehende, in Abb. 3 rechts gerade noch sichtbare Steuerhäuschen die Fläche nur wenig beengt. Der Unterschied zwischen Binder 15 und 19 besteht lediglich in der Art der Auflagerung, indem die beiden Pfosten 15 auf der Kellerstütze stehen, dagegen die beiden Pfosten 19 unmittelbar auf dem Fundament. Der Horizontalschub des Dreigelenkbogens 19 wird durch ein aus einem Flachstab 185·10 gebildetes Zugband aufgenommen. Abb. 4 zeigt die Fußausbildung von Binder 19, Abb. 5 die Auflagerung des Dreigelenkbogenbinders A in Binderebene 15 auf die Kellerstütze und den Querschnitt der letzteren.

Bei den Bindern 16 und 18 ist abweichend von Binder 15 und 19 der Dreigelenkbogen nicht bis auf den Hallenfußboden hinabgeführt, sondern er ist nur auf den unteren Teil, also auf Binder B aufgesetzt worden und mit ihm vernietet. Hier nimmt infolgedessen der Unterzug den Horizontalschub des auf ihm stehenden Dreigelenkbogens auf (Abb. 6).

Für die Berechnung des Winddruckes auf die Längswände ist die Annahme gemacht worden, daß sich der Winddruck durch die Betondecke und die Unterzüge gleichmäßig auf jede der sechs Kellerstützen verteilt, und dementsprechend ist der Windanteil für jede Stütze berechnet worden. Der lotrechte Stützendruck der am stärksten belasteten Stütze 16 auf das Fundament beträgt 214 t, der Druck von Stütze 15 rd. 184,5 t. Der unterkellerte Gebäudeteil steht auf einer 1 m starken Eisenbetonplatte und ist durch dreifache Papplage gegen Grundwasser gedichtet. Die Einzelfundamente sind zum Teil, d. h. je nach der Beschaffenheit des Untergrundes, auf 5 bis 6 m lange Betonpfähle gestellt.

Abb. 4. Fußausbildung des Binders 19.

Abb. 5. Auflagerung des Binderfußes 15 auf die Kellerstütze.

Abb. 3. Innenansicht gegen Binder 15.

Abb. 6. Montage des Binders 16, dessen Horizontalschub von dem Unterzug aufgenommen wird.

Verschiedenes.

Der Stahlbau in tropischen und subtropischen Gebieten. Der Siegeszug des Stahlbaues hat keineswegs Halt gemacht an den Grenzen der alten Kulturländer, er ist darüber hinaus seit langer Zeit zu einer hochbautechnischen und architektonischen Notwendigkeit in solchen Gebieten geworden, die erst seit kurzem der Zivilisation, der Industrie und dem Handel erschlossen worden sind, und die nun mit der Schaffung umfangreicher Siedlungen für die Niederlassungen der erwähnten Arten Raum und Unterkunft schaffen müssen. Das erste Moment, das den Stahlbau in tropischen und subtropischen Gegenden als ausschlaggebend in allen Siedlungsunternehmungen erscheinen läßt, ist zunächst die Frage der Schnelligkeit der Errichtung der notwendigen Gebäudeanlagen. Wenn man beispielsweise die Häfen von Alexandria, Port Said oder auch die französischen Kolonialhäfen Algier und Tunis einer genauen Inspektion unterzieht, so wird man finden, daß die Nachkriegszeit hier oft eine Verdreioder gar eine Vervierfachung des Areals gebracht hat, auf dem sich die hafentechnischen Anlagen erheben. Fast immer aber ergab sich zur gleichen Zeit aus volkswirtschaftlichen Gründen die Bedingung, alle Neubauten auf einem möglichst zusammenhängenden, oft sogar sehr beschränkten Gelände aufzubauen, so daß man ein Material verwenden mußte, das zunächst für die Zusammenfügung keine großen Baustellen verlangte, dann aber auch rein räumlich äußerst sparsam war und eine weitgehende Flächennutzung ermöglichte. Diese Raumausnutzung möglichst sparsam und wirksam zu bewerkstelligen, dazu zeigte sich nur der Stahl als Baumaterial imstande, und in der Tat sind auch die Bauten der letzten zehn Jahre in den vorgenannten Nordafrika-Häfen zu 45% mit Stahl ausgeführt. Es ist nun besonders interessant für die deutschen Stahlwerke und den deutschen Stahlbau, daß die Unternehmer der Hafenbauten und der Industrieanlagen in den französischen Nordafrikahäfen keineswegs auf das französische Material eingeschworen sind, sondern daß der internationale Wettbewerb bei der Vergebung weiterer Bauten durchaus offen ist. Die Beteiligung deutscher Stahlbaufirmen wird an vielen Stellen in Nordafrika durchaus gewünscht, und besonders weitgehend erschienen dabei die Pläne, die man in Ägypten für die kommende Wirtschaftsperiode gefaßt hat.

Es soll an dieser Stelle sogleich betont werden, daß der Stahlbau in den nordafrikanischen Gebieten sich keineswegs auf die Hafenstädte beschränkt, ganz im Gegenteil macht sich sowohl in der ägyptischen Hauptstadt Kairo, als auch in den vorgeschobenen Kulturstätten im Inneren des Sudan ebenso wie im zentralen Algier das Bestreben bemerkbar, zwecks Regulierung der Verkehrs- und Handelsangelegenheiten anstelle der bisherigen provisorischen Holz- und Strohbauten feste Baulichkeiten zu errichten, wobei wieder der Stahlbau eine beherrschende Rolle spielen wird, und das zwar wieder zunächst aus dem Moment der Baubeschleunigung heraus, dann aber auch aus der Erwägung nach der größtmöglichen Sicherheit der neuen Bauten. Es besteht keine Frage, daß diese Baulichkeiten ganz erheblichen Gefahren an diesen Orten ausgesetzt sind, mag das nun durch die subtropischen klimatischen und Witterungs-Einflüsse sein oder mag es in der Abneigung der Bevölkerung dieser Gebiete liegen, moderne Kulturgebäude von dauerhafter Bauart zu dulden, denn der Haß gegen die vordringende Kultur spielt hier noch immer eine so große Rolle, wie wir es uns aus der Ferne nicht richtig vorstellen können. Der Kulturbau im inneren Nordafrika, so dringend notwendig er zur Erschließung dieser Gebiete auch ist, muß in erster Linie ein Bollwerk gegen jeden feindlichen Sabotageversuch darstellen, und von dieser Idee ausgehend, hat der Stahlbau hier in Nordafrika noch eine besondere Mission zu erfüllen. Der Stahlbau bietet im Innern Afrikas deswegen den besten Ausweg aus den Wirrnissen der verschiedensten Anforderungen: er ist unantastbar für jeden Angriff und sichert gleichzeitig vor dem verheerenden Ansturm der aus den Wüstengebieten kommenden Stürme und Sandhosen, zwei Ereignisse, die beim Stein- oder Holzbau niemals gute Ergebnisse erzielen ließen.

Um zu einem gültigen Vergleich zu kommen, müssen wir erwähnen, daß die ägyptische Regierungskommission bei der Planfassung für den Ausbau des Hafens von Alexandria bestätigte, daß die Einsparung an Ausbesserungen, die Vorteile der Raumausnutzung und die Leistungsdauer der Baumaterialien bei den Stahlbauten im Hafengebiet zu den gleichen Untersuchungen an Steinanlagen sich verhielten wie 4 : 1, daß aber gar bei Anlagen und Bauten aus Fachwerk, Holz und anderen Baulichkeiten dieses Verhältnis auf etwa 20 : 1 zu stehen komme. Diese Erklärung genügte denn auch, die verantwortlichen Verwaltungsbehörden in Alexandria dahin zu bringen, daß alle im amtlichen Auftrage ausgeführten Bauten unter weitestgehender Verwendung des Stahles zu erfolgen haben, und daß die Mehrkosten der Anschaffung bei den privaten Ergänzungsbauten im Hafengebiet durch zinslose Anleihen den Unternehmern dieser Bauten zu garantieren seien. So werden wir in etwa fünf Jahren in Alexandria eine Musterstadt afrikanischer Hafenanlagen aus Stahl finden, nach deren Beispiel im übrigen schon heute konkurrierende Häfen ihr eigenes Vorgehen einrichten. Auch die italienischen Behörden haben Inspektionskommissionen nach den ägyptischen Häfen entsendet, die hier mit besonderer Eindringlichkeit die Verwendung des Stahles beim Bau der Hafenanlagen und der Industrie- und Handelsgebäude im Hafenviertel nachprüfen sollen. Wenn die Erfahrungen, woran garnicht zu zweifeln ist, günstige Berichte auslösen, dann sollen auch die Häfen von Tripolis und Bengasi mit solchen stählernen Anlagen versehen werden. Auch hier bietet sich dem Stahlbau, und damit in erster Linie der deutschen Stahlbau-Industrie, eine neue Aufgabe von großer Tragweite.

Eine weitere, interessante Tatsache ist die, daß die Bautätigkeit auch auf eigentlichem tropischen Boden den Stahl in letzter Zeit immer mehr in ihre Dienste gezogen hat. So hat die Britische Eisenbahnverwaltung für Ostafrika die Anlage sämtlicher neuen Stationsgebäude und technischen Bauanlagen, sowie die Renovierung der bestehenden alten Gebäude nur mit der Stahlverwendung zugelassen, was uns besonders deswegen interessiert, weil in diesen Plan auch die Anlagen der ehemals deutschen Bahn von Daressalam nach Tabora und Udjidji fallen. Es handelt sich hier etwa um den Neubau von 30 Stationshäusern und Stellwerken, die vollständig in Stahl errichtet werden und um die Erweiterung von etwa 40 alten Anlagen dieser Art. Man hat von britischer Seite schon seit etwa 15 Jahren in Ostafrika praktische Versuche mit dem Stahlbau gemacht, und die einzelnen Verwaltungsbüros sind zu der Ansicht gekommen, daß in der Tat diese Stahlbauten einen ungewöhnlichen Fortschritt darstellen. Besonders bei der Automobilisierung des afrikanischen Binnenverkehrs ist die Errichtung stählerner Schutz- und Unterkunftsgebäude an den größeren Chausseen, wie sie jetzt von Witu und Malindi an der Britisch-Ostafrika-Küste nach Nairobi und Tabora gebaut werden, von größter Bedeutung für die praktische Durchführung des Kraftwagenverkehrs. Die Errichtung dieser Anlagen nimmt eine außerordentlich kurze Zeit in Anspruch und die gestellten Anforderungen sind in den bisherigen, versuchsweise durchgeführten Fällen stets erfüllt worden. Auch in denjenigen Gebieten, die durch die lange Regenperiode eine störende Unterbrechung des regulären Verkehrslebens erleiden, wird der Stahlbau jetzt zum mindesten eine Verbesserung der Transportmöglichkeiten auch während der Regenperiode herbeiführen, weshalb die britischen Versuche in Ostafrika im ganzen zentralen Afrika mit dem denkbar größten Interesse verfolgt werden. Auch ist die Anlage von Stahlbauten schon aus diesem Grunde in den tropischen Gegenden Afrikas wichtig, weil oftmals eine Verlegung der ursprünglichen Siedlungsorte bzw. der Bahnstationen und der Kraftverkehrsmittelpunkte notwendig wird, wenn man sich in der Vorberechnung in geologischer oder ethnographischer Hinsicht in irgendwelchen Punkten getäuscht hat, was ja hier sehr leicht ist. Das transportable Stahlgebäude ist dann der ideale Ausweg, denn weder das Stein- noch das Holzhaus kann man mit derselben Leichtigkeit und Vollkommenheit an eine andere, oft weit entfernte Stelle versetzen, und das besonders unter erschwerenden Umständen, wie sie der afrikanische Wald und die afrikanische Steppe meistens darbieten. Auf diese Weise macht sich der Stahlbau für die Erschließung des inneren Afrika geradezu unentbehrlich!

Von größter Wichtigkeit ist der Stahlbau in den nordafrikanischen Gebieten vor allen Dingen bei der Entwicklung des Suezkanales. Sowohl im nördlichen Ausgangs- wie im südlichen Endpunkt des Kanales, in den Häfen Port Said und Suez, hat es bisher an der notwendigen Initiative gefehlt, durch Ausbau der Hafenanlagen hier kommerzielle Mittelpunkte des europäisch-afrikanischen Umschlagverkehrs zu schaffen. Auch hier soll nun nach den Plänen der ägyptischen Regierung das Versäumte nachgeholt werden, was um so leichter sein wird, als der britische Aufsichtsbeamte bei der ägyptischen Regierung, der berühmt-berüchtigte Lord Lloyd, von der Arbeiterregierung abberufen worden ist. Dieser britische Beamte hatte sich gegen große Stahlausbauten in den beiden vorgenannten Häfen immer deswegen gewehrt, weil er für die Bedeutung des britischen Umschlaghafens Aden an der Mündung des Roten Meeres in den Indischen Ozean fürchtete. Der Stahlbau soll jetzt endlich innerhalb kürzester Zeit die natürlichen Häfen des Suezkanals ihrer großen Bedeutung entgegenführen, wobei natürlich die nichtenglische Stahlindustrie in Europa aus gewichtigen Gründen die ersten und umfangreichsten Aufträge erhalten wird. Es handelt sich in beiden Häfen zuerst um den eigentlichen Hafenausbau, wobei die Anlage stählerner Landungsbrücken, stählerner Kaianlagen, stählerner Lagerhäuser und stählerner Verwaltungsgebäude die erste Notwendigkeit darstellt. Die ägyptische Regierung wird zwar den gesamten Hafenbetrieb an zwei internationale Gesellschaften verpachten, doch werden von ihr Garantien für den hier skizzierten Ausbau der beiden Häfen in soweit gegeben, als eine Anleihe von etwa 2 Mill. £ nur zum vorgenannten Zwecke aufgebracht werden wird. Da diese Anleihe im Herbst d. J. aufgelegt und bereits heute in den Vereinigten Staaten und in Frankreich mit großem Interesse erwartet wird, so sollten auch unsere Stahlbau-Unternehmer dieser Angelegenheit möglichst bald das nötige Interesse zuwenden.

Wir sehen auf jeden Fall, daß der Stahlbau in tropischen und subtropischen Gebieten Afrikas vor ungeahnten Entwicklungsmöglichkeiten und teilweise auch vor vollkommen neuen Aufgaben steht. Oftmals ist es schon interessant zu erfahren, daß in diesen Gebieten wesentlich andere Gesichtspunkte für den Stahlbau ausschlaggebend sind als in Europa, wir haben daher aus diesen Erfahrungen für die weitere Anwendung des Stahles vieles zu lernen. Die Entwicklung, wie sie sich heute abzeichnet, steht erst an ihrem Beginn, es bleibt abzuwarten, welche reichen Früchte die heutigen Vorarbeiten der Pioniere auf dem Gebiet des Stahlbaues in den tropischen und subtropischen Gegenden noch tragen werden. Unter allen Umständen ist die ständige Beobachtung der Geschehnisse auf diesem Gebiete eine Aufgabe, die dem Stahlbau und allen am Stahl interessierten Fachkreisen Bedingung für jede Zukunftsentwicklung sein muß.

Dr. Justus Horn, Berlin.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen
Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 2. Oktober 1931 | Heft 20

Fördergerüst Miechowitzschacht der Preußengrube A.-G.

Von Dipl.-Ing. Paul Walter, Gleiwitz.

Auf dem Miechowitzschacht der Preußengrube in Miechowitz bei Beuthen ist vor kurzem ein neues Strebenfördergerüst erstellt worden, das in verschiedener Hinsicht von den bekannten Bauarten für Fördergerüste abweicht, und das im nachfolgenden näher beschrieben werden soll.

Abb. 1. Fördergerüst Miechowitzschacht.

Bei der bisher üblichen Bauweise für Fördergerüste der Flurförderung wurde fast ausschließlich die Fachwerkkonstruktion gewählt. Sowohl Schrägstrebe (Hinterstrebe) als auch Führungsgerüst (Vorderstrebe) erhielten Verstrebungen und ergaben in ihrem Aufbau des öfteren ein Stabgewirre, an das sich zwar das Auge im Laufe der Zeit gewöhnt hat, dessen Aussehen aber nur wenig befriedigen konnte. — Andererseits besitzen die vorhandenen Gerüste mit wenigen Ausnahmen statische Mängel.[1]) Jedes Strebenfördergerüst besteht aus Führungsgerüst und Schrägstrebe, die die Lasten aus Eigengewicht, Schnee, Wind und Seilzug aufnehmen. Infolge der in Höhe der Rasensohle liegenden Fördermaschine werden durch die Seilzüge geneigt gerichtete resultierende Kräfte erzeugt, die in der Hauptsache durch die Hinterstrebe aufgenommen werden müssen.

Die Form des Strebengerüstes läßt es als naheliegend erscheinen, dieses in statischer Hinsicht als Dreigelenksystem zu behandeln, das schon früher bei einer großen Anzahl von Gerüsten Anwendung gefunden hat. Der erste Gelenkpunkt wurde am Fuß der Strebe, der zweite am Fuß des Führungsgerüstes oberhalb der Schachtträger und der dritte an der Verbindungsstelle zwischen Führungsgerüst und Strebe angenommen.

Gegen die Annahme des Dreigelenksystems an sich sind keine Einwendungen zu erheben; im Gegenteil bietet sie unbedingt den Vorteil, daß Bodenzerrungen, wie sie im Bergbaugebiet auftreten, ohne Einfluß auf den inneren Kräfteverlauf des Gerüstes bleiben. In Fällen, wo mit ganz ungünstiger Bodenbeschaffenheit zu rechnen ist, hat man schon früher wiederholt an Stelle des Strebengerüstes das dreibeinige Bockgerüst angewendet, bei dem das Führungsgerüst in keinem Zusammenhang mit der Tragkonstruktion für die Seilscheiben steht, sondern lediglich auf Schachtträgern errichtet worden ist.

Wenn auch die Annahme des statisch bestimmten Dreigelenksystems für die statische Berechnung eines Strebengerüstes einfache Verhältnisse liefert und eindeutige Auflagerkräfte ergibt, so werden die Kraftwirkungen sofort geändert, wenn die tatsächliche Ausführungsform anders gewählt ist, als dies die Berechnung vorschreibt. Vergegenwärtigen wir uns den Montagevorgang: Zuerst wird das Führungsgerüst aufgestellt, das selbst bei kleinen Breitenabmessungen unter Benutzung von Seilabspannungen bis zu Höhen von 40 und 45 m aufgeführt werden kann. Sind die Seilscheibenträger eingebaut, so können die zu ebener Erde zusammengenieteten Strebenbeine am Führungsgerüst hochgezogen und mit diesem verbunden werden. Nach Einbau der Verstrebungen steht das Gerüst sicher, und es können die noch fehlenden Einbauten vorgenommen werden. Das Hochführen des Führungsgerüstes bedingt aber eine feste Verankerung seiner Eckpfosten mit den Schachtträgern. Je fester diese Verankerung ist, um so sicherer kann die Montage der Strebe bewirkt und können später im Betrieb die im Führungsgerüst auftretenden Zugkräfte auf das Schachtmauerwerk übertragen werden. Wenn nun in der Berechnung in der Höhe der Schachtträger ein Gelenk angenommen worden ist, so ist in Wirklichkeit eine Einspannung des Führungsgerüstes vorhanden, da die Schachtträger infolge ihrer Verankerung mit dem Schachtmauerwerk als eingespannt betrachtet werden müssen. Infolge der biegungssteifen Verbindung zwischen Schachtträger und Vorderstrebe ergibt der Verlauf der Momentenlinie im Führungsgerüst in einer gewissen Höhe einen Nullpunkt, dessen Lage sich entsprechend den Belastungen ändert. Wenn nun häufig an Stelle der Annahme eines in Wirklichkeit nicht vorhandenen unteren Gelenkpunktes ein Momentennullpunkt oberhalb des Schachtträgers in $^1/_3$ bis $^1/_4$ der Gerüsthöhe angenommen wird, so kann vielleicht zufällig die Wahl dieses Punktes für einen von vielen Belastungsfällen richtig gewählt sein; in keinem Fall aber ist dem tatsächlichen elastischen Verhalten des Tragwerkes bei allen möglichen Belastungsfällen Rechnung getragen, denn wenn an die Stelle eines Gelenkes eine Einspannung tritt, ist das System statisch unbestimmt, und die Statik erfordert in diesem Fall die genaue Untersuchung der Kraftwirkungen. Wenn ferner die

[1]) Vergl. Schmitz: „Neue Fördergerüst-Konstruktionen", „Stahlbau" 1930, Heft 19.

Ankerschrauben der Strebenfüße nicht in der Richtung der Fußgelenkpunkte verlegt werden, sondern parallel zur Strebenachse, so wird eine Einspannung der Strebenfüße erzielt, die im Gegensatz zur Annahme der Berechnung steht. Auch von der Ausbildung eines besonderen Gelenkes in der Höhe der Seilscheibenbühne hat man stets wegen konstruktiver Schwierigkeiten abgesehen. Man hat sich vielmehr auf die Nachgiebigkeit der unter den Seilscheibenlagern liegenden Verbindungsknotenbleche zwischen Strebe und Führungsgerüst verlassen.

So zeigt sich fast immer, daß die in vergangenen Jahren gebauten Strebengerüste in vieler Hinsicht statische Mängel aufweisen, die in Wirklichkeit nicht vorhanden sein sollten und die ihre Erklärung darin finden dürften, daß man dem einwandfreien Entwurf eines Fördergerüstes infolge Fehlens von einschlägigen Bestimmungen nicht diejenige Sorgfalt gewidmet hat, die in Rücksicht auf die im Bergbaugebiet vorhandene ungünstige Bodenbeschaffenheit geboten ist.

Die Einspannung des Führungsgerüstes ist stets ein erheblicher Übelstand, der schon wiederholt der Anlaß zu Verformungen von Führungsgerüstpfosten war, wenn sich der Untergrund am Schacht ungleichmäßig setzte. Aus diesem Grunde sind alle in den letzten Jahren vom Verfasser entworfenen neuen und nach seinen Angaben umgebauten alten Gerüste mit Gelenken versehen worden. Während der Montage werden selbstverständlich die Eckpfosten des Führungsgerüstes mit dem Schachtträger starr verbunden, doch werden diese Verbindungen gelöst, sobald das Gerüst aufgestellt ist. Es ist sehr leicht, an Stelle der festen Verbindung eine vertikale Beweglichkeit der Pfosten zu erreichen.

Bei dem neuen Fördergerüst Miechowitzschacht wurde von vornherein auf eine klare Gliederung der Konstruktion und ein einwandfreies statisch bestimmtes Gelenksystem Wert gelegt. Das Gerüst ist in Abb. 1 dargestellt. Die gelenkige Verbindung zwischen Schachtträger, Führungsgerüst und Schrägstrebe ist deutlich erkennbar. Das Führungsgerüst ist in der Mitte der Schachtträger verlagert und mit diesen durch Zuganker verbunden. Die Eckpfosten sind entsprechend dem vorstehend Gesagten lose bis zu den Schachtträgern durchgeführt, und nur waagerecht gegen seitliches Ausweichen gesichert. Senkrecht über dem Gelenk am Schachtträger ist das Gelenk zwischen Strebe und Führungsgerüst angeordnet. Von einem besonderen Gelenk zwischen Schrägstrebe und Fundament ist abgesehen worden, da die Strebe infolge ihrer großen Länge und der verhältnismäßig kleinen Querschnittshöhe der Strebenbeine genügend elastisch ist.

Es handelt sich bei dem neuen Gerüst um ein Strebengerüst mit übereinanderliegenden Seilscheiben von 6 m Durchmesser. Die obere Seilscheibe liegt 44,5 m, die untere 37,3 m über Rasensohle. Als Belastungen waren anzunehmen:

	Produktenförderung	Seilfahrt
Förderkorb	8 500 kg	8 500 kg
800 m Seil je 15 kg . . .	12 000 „	12 000 „
Zwischengeschirr	1 600 „	1 600 „
Unterseilaufhängung . . .	400 „	400 „
8 Förderwagen je 500 kg . .	4 000 „	—
8 Nutzlasten je 800 kg . .	6 400 „	—
70 Personen je 75 kg . . .	—	5 250 „
8 Paar Einsatztüren je 50 kg	—	400 „
	32 900 kg	28 150 kg

Die Belastung bei Seilfahrt ist hiernach (28 150 : 32 900) 100 = 85,6 % (< 90 %) der Belastung bei Produktenförderung.

Für das Förderseil galt:

Dreikantlitzenseil 60 mm Durchmesser
Bruchfestigkeit . 18 000 kg/cm²
Bruchlast . . . 283 000 kg.

Mit Rücksicht auf die Anfahrkräfte wurden als Seilzugkräfte bei voller Schale 36 500 kg, bei leerer Schale 29 500 kg und für Seilbruch 283 000 kg angenommen. Die anzunehmenden Belastungsfälle und zulässigen Beanspruchungen waren durch die für die Berechnung von Fördergerüsten gültigen Bestimmungen in der „Bergpolizeiverordnung für die Seilfahrt" festgelegt.

Das System des Gerüstes ist in Abb. 2 dargestellt. Da zwei Seilzugkräfte S_o (aus dem oberschlägigen Seil) und S_u (aus dem unterschlägigen Seil) vorhanden sind, ergeben sich zwei resultierende Kräfte R_o und R_u mit verschiedener Neigung. Da keine örtlichen Bedingungen für die Lage der Strebenfundamente vorhanden waren, konnte die Richtung der Strebe nach Belieben gewählt werden. Würde man das Mittel von R_o und R_u genommen haben, so wären aus der einen Resultierenden Druck-, aus der anderen Zugkräfte auf das Führungsgerüst ausgeübt worden. Im vorliegenden Falle wurde die Strebe jedoch in die Neigung von R_o gelegt, da hierdurch erreicht wurde, daß in dem oberen Hauptportalrahmen aus dem Seilzug nur Längskräfte im schrägen Stiel auftreten, der Riegel spannungslos bleibt und die äußere Tragkonstruktion des Gerüstkopfes nur die Kräfte aus Eigengewicht, Schnee und Wind zu übertragen hat.

Es lag nahe, an Stelle des oberen Hauptportalrahmens mit Schrägstiel einen Zweigelenkrahmen zu verwenden. Aus wirtschaftlichen Gründen hat man hiervon jedoch abgesehen, da der Seilzug $S_o = 1$ eine Horizontalkomponente von 0,717 erzeugt, so daß beim Seilbruch eine Horizontalkraft von $P_h = 0{,}717 \cdot 283 =$ rd. 200 t bzw. ein Eckmoment von rd. 700 mt auftreten würde. Das Eigengewicht der Seilscheibe erzeugt dagegen im Rahmen Biegungsmomente, die jedoch verhältnismäßig klein sind. Die äußeren Zweigelenkrahmen über der unteren Seilscheibenbühne waren lediglich nach den Einwirkungen aus ständiger Last, Schnee und Wind zu berechnen und erhielten leichte Querschnitte. Mit Rücksicht auf die architektonische Wirkung sind 0,70 m hohe Blechträger verwendet worden.

Abb. 2. System des Fördergerüstes.

Der unter der oberen Seilscheibe liegende Halbportalrahmen ist auf einem unteren Halbportalrahmen abgestützt (Abb. 2), der zur gleichen Zeit auch die untere Seilscheibe trägt. Der Seilzug des oberschlägigen Seiles erzeugt auch hier im Schrägstiel nur Längskräfte. Dagegen tritt aus dem Seilzug S_u ein Biegungsmoment auf. Der Rahmen ist als Träger auf zwei Stützen gerechnet worden. Während die eine Auflagerkraft durch einen Querträger unmittelbar auf den Gelenkpunkt oberhalb des Führungsgerüstes übertragen wird, nimmt der obere Hauptquerträger der Hinterstrebe die aus den Rahmenstielen herrührenden Vertikal- und Horizontalkräfte auf. Dieser Träger erhält daher horizontal und vertikal gerichtete Biegungsmomente und ist dementsprechend ausgebildet worden. Da aus Gründen der konstruktiven Gestaltung kein Gelenk zwischen dem unteren Portalrahmen und dem Hauptquerträger der Strebe gebildet werden konnte, mußte der Einfluß der teilweisen Einspannung des Rahmenfußes untersucht werden.

Durch den Hauptquerträger werden die Seilzugkräfte und die vertikalen Auflasten der Seilscheibenbühnen auf die Eckpfosten der Schrägstrebe übertragen, so daß auf das Hauptsystem die in Abb. 3 dargestellten und aus dem Seilzug $S = 1$ herrührenden Kräfte wirken. Wiederum werden durch den Seilzug S_o keine Biegungsmomente erzeugt, während der Seilzug S_u des unterschlägigen Seiles in dem Führungsgerüst eine Druckkraft von $0{,}2\ S_u$ hervorruft, welche die beim Auftreffen der Schale auf die Fangträger im Führungsgerüst erzeugte Zugkraft verkleinert.

Das aus dem Seilzug S_u erzeugte Biegungsmoment, welches dem aus dem Eigengewicht der Strebe herrührenden Biegungsmoment entgegenwirkt, bedingt keine wesentliche Vergrößerung des Querschnittes der Strebenpfosten.

Die in der Abb. 3 ermittelten Seilzugkräfte treten bei normalem Betriebszustand ($S_o = S_u$) auf oder wenn die Förderschale des einen Trums im Schacht klemmt und das Seil reißt. In diesem Falle muß nach den Bestimmungen im anderen Fördertrum $^1/_3$ der Seilbruchlast angenommen werden. Durch Einsetzen der Werte $^1/_3\ S_o$ und S_u (im vorliegenden Fall 95 t und 285 t) werden die Stabkräfte und Biegungsmomente erhalten. Daneben sind noch die Belastungsfälle zu untersuchen, die dadurch eintreten können, daß die Förderschale an die Prellträger stößt, oder nach erfolgtem Seilbruch auf die im Führungsgerüst

angeordneten Fangstützen aufsetzt. In beiden Fällen sind ebenfalls die wirksamen Kräfte zu ermitteln, wobei sich in diesen Fällen für das Führungsgerüst die größten Zug- und Druckkräfte und Biegungsmomente ergeben.

Aus den ständigen Auflasten ergeben sich die Stabkräfte und Momente

Abb. 3. Belastung des Hauptsystems.

in gleicher Weise. Die Hauptlast ist hierbei das Eigengewicht der Schrägstrebe, welche sich auf das Führungsgerüst abstützt.

Die Windkräfte sind in der Längsachse des Gerüstes und lotrecht hierzu angenommen worden. Im ersten Fall wirken sie auf das Dreigelenksystem und rufen Längskräfte und Biegungsmomente hervor, die im statisch bestimmten Hauptsystem einfach zu ermitteln sind. Der Wind in der Querrichtung muß dagegen in anderer Weise aufgenommen werden. Der auf den Kopf des Gerüstes wirkende Wind wird durch die oberen Zweigelenkrahmen in die Höhe der unteren Seilscheibenbühne übertragen. Das Führungsgerüst ist als Balken auf zwei Stützen angenommen worden; das eine Auflager liegt in Höhe der Schachtträger, das andere in Höhe der Seilscheibenbühne. Da die Strebe gespreizt ist (18,00 m), ist sie in der Lage, horizontal wirkende Querkräfte aufzunehmen. Daher wurde angenommen, daß die Strebe sämtliche auf den Gerüstkopf, den oberen Teil des Führungsgerüstes und die Strebe selbst wirkenden Windkräfte aufzunehmen hat. Die Hinterstrebe ist als Stockwerkrahmen berechnet worden, wobei die infolge nicht zentrischen Lastangriffes in Höhe der unteren Seilscheibenbühne auftretenden Verdrehungskräfte entsprechend berücksichtigt werden mußten. Auch der Einfluß der am oberen Hauptquerträger aus mittigem Lastangriff hervorgerufenen Biegungsmomente ist nachgewiesen worden.

Beim Führungsgerüst sind Schrägen vollkommen vermieden worden. Es geschah dies aus architektonischen Gründen, um die Rahmenkonstruktion konsequent beim ganzen Gerüst anzuwenden. Andererseits wurde hierdurch der Vorteil erreicht, daß die Verkleidung des Gerüstschaftes leicht befestigt werden kann, da es sich bei dem neuen Gerüst um einen ausziehenden Schacht handelt. Im unteren Teil des Führungsgerüstes sind Türen angeordnet, um Schalen auswechseln zu können. Die Eckpfosten sind daher auf eine Höhe von rd. 12,5 m knicksicher ausgebildet worden.

Abb. 5. Gesamtansicht des Fördergerüstes Miechowitzschacht.

Das Führungsgerüst steht auf Schachtträgern, die mit dem Schachtmauerwerk verankert sind, um die wirksamen Zugkräfte beim Anstoßen der Schale an die Prellträger aufnehmen zu können.

Das Gewicht des Gerüstes beträgt 183 t und setzt sich wie folgt zusammen:

1. Gerüstkopf mit Seilscheibenbühnen und Stützen 46 t
2. Führungsgerüst . . . . 45 t (d. i. 1,15 t/m
3. Schachtträger und Verankerung . . . . . . 8 t
4. Hinterstrebe . . . . 64 t (d. i. 1,60 t/m)
5. Seilscheibenträger . . . . 5 t
6. Treppen mit Podesten und Geländern . . . . 11 t
7. Türen und Fahnenstange . . . . 4 t

183 t.

In diesem Gewicht ist eine 2 mm starke Blechverkleidung mit 6 t Gewicht enthalten.

Abb. 4. Nomogramm zur Ermittlung von Fördergerüstgewichten.
(Beispiel: gegeben Höhe 30 m, Seilbruchlast 100 t; gefunden Gewicht 75 t).

In Abb. 4 ist ein Nomogramm zur Ermittlung von Fördergerüstgewichten dargestellt, das vom Verfasser auf Grund von ausgeführten Gewichten normaler Strebengerüste mit Diagonalverstrebungen entwickelt worden ist. Trägt man in diesem Nomogramm die Zahlen für obiges Gerüst auf, so ergibt sich für das Gerüst bei einer mittleren Höhe von $\frac{1}{2}$ (37,3 + 44,5) = rd. 41 m ein theoretisches Gewicht von rd. 173 t. Es zeigt sich gegenüber dem Gewicht von 183 — 6 = 177 t eine sehr gute Übereinstimmung. Hierdurch ist bewiesen, daß Gerüste in Rahmenkonstruktion nicht schwerer im Gewicht sein dürfen als Gerüste der bisher üblichen Bauart in Fachwerkkonstruktion. Auf diese Weise ist erreicht, daß ein in seinem Aufbau äußerlich günstig wirkendes Gerüst geschaffen wurde (Abb. 5), das keine wirtschaftlichen Nachteile besitzt, billig unterhalten werden kann und äußerlich vollkommen statisch bestimmt verlagert ist.

Der Entwurf zu dem Gerüst stammt von B. Walter, Ges. für Ingenieurbau, Gleiwitz; die Ausführung ist durch die Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke, Akt.-Ges., Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg O.-S., erfolgt. Die Schachthalle ist von der Preußengrube selbst entworfen worden.

Der Neubau der Großbäckerei des Spar- und Konsum-Vereins Stuttgart.

Von Dr.-Ing. Wilh. Weiss, München.

Die aufstrebende und in reger Entwicklung begriffene Stadt Stuttgart wird binnen kurzem um drei namhafte Bauwerke des Hochbaues reicher sein: um den Neubau des Giro-Verbandes, den Erweiterungsbau des Geschäftshauses Breuninger und den oben bezeichneten Neubau. Diese drei Bauwerke, jedes für sich in seiner Art eine hervortretende neuzeitliche Schöpfung, sind in mancher Hinsicht auch vom konstruktiven Standpunkt aus bemerkenswert und neuartig, so daß sie als moderne Stahlbauten des besonderen Interesses der Fachwelt gewiß sein dürfen. Während der Giro-Verbands-Bau in einer gesonderten Schrift der Bauleitung bzw. der Bauherrschaft eingehend besprochen werden soll, wird der Neubau des Geschäftshauses Breuninger Gegenstand eines weiteren Aufsatzes dieser Zeitschrift sein. Die folgenden Zeilen sollen sich mit dem Neubau der Großbäckerei des Spar- und Konsum-Vereins beschäftigen und ihn im Lichte des Stahlbaues würdigen.

Abb. 1. Grundriß.
a 6 Doppel-Auszugsöfen. *b* 3 automatische Turnus-Öfen. *c* Gärboxen. *d* Mehlrampe. *e* Warenrampe. *f* Warenrutsche. *g* Geräterampe. *h* Gerätewaschraum. *i* Schreib- und Warteraum. *k* Backmeister.

Abb. 3. Außenmauer.

Abb. 2. Querschnitt *a—a*.

Zunächst sei daran erinnert, daß der Neubau in seiner vorliegenden Form und Ausführung sich getreu an den Entwurf anschließt, der seinerzeit bei dem Wettbewerb mit der Auszeichnung bedacht wurde und Reg.-Baumeister Ellsäßer, Stuttgart, zum Verfasser hatte. In dessen Händen lag dann auch die Ausarbeitung sämtlicher Pläne und die Leitung der Bauausführung.

Das Bäckereigebäude wurde in den alten Betrieb des Konsum-Vereins eingegliedert und befindet sich an der Ecke der Friedhof- und Gäubahnstraße (Abb. 1). Zu berücksichtigen war, daß auf dem Gelände eine spätere Erweiterung des Gebäudes zur Verbindung mit dem vorhandenen Garagen- und Lagergebäude an der Gäubahnstraße vorgesehen werden mußte; das südlich übrigbleibende Gelände gegen die Bahnhofstraße soll später mit weiteren Lager- und Fabrikationsgebäuden bebaut werden.

Vom Standpunkt des Bäckereibetriebes aus konnten nur die beiden Bauweisen Eisenbeton und Stahl in Frage kommen. Man entschied sich für Stahlskelett mit Rücksicht auf eine notwendige Geringstzahl von Stützen und geringe Abmessungen der Stützen und Unterzüge; für den großen Backsaal war diese Frage von größter Bedeutung, da es galt, den Saal von 54 m Länge und 22 m Breite unter Zuhilfenahme von nur zwei Stützen zu überdecken. Für die Unterzüge ergab sich somit eine größte Spannweite von 18 m. Sie wurden als Blechträger von 1050 mm Stehblechhöhe ausgeführt.

Für das Bauwerk waren folgende Nutzlasten anzunehmen:

für die Dachdecken	125 kg/m²,
für die Lager- und Arbeitsräume	800 „ ,
für die Treppen-, Neben- und Aufenthaltsräume	500 „ ,
für die Mehlrampe	1000 „ .

Abb. 4. Rahmenbinder der Expeditionshalle.

Das Gebäude erhielt vier Geschosse über der Erde und zwei Untergeschosse (Abb. 2). Um den seitlichen Geländedruck bei diesen Verhältnissen mit Sicherheit aufnehmen zu können, wurde die ganze Baugrube mit einer Eisenbetonstützmauer umgeben derart, daß diese zugleich als Fundament für die Stützen der Außenwand dienen konnte (Abb. 2, rechts unten). Die Innenstützen ruhen auf bis zum Fußboden des oberen Kellergeschosses reichenden Einzelfundamenten, da der Baugrund genügend tragfähig ist.

Die Stützenentfernung an den Fronten beträgt 6 m; dies ist zugleich die Entfernung der Deckenträger, zwischen denen Eisenbetonrippendecken eingezogen wurden. Auch das Dach wurde in dieser Bauart ausgeführt, wozu noch der übliche Gefällbeton mit Glattstrich und zwei Lagen teerfreier (Bitumen-) Pappe kamen. Die Wände wurden in einer Stärke von 33 cm ausgeführt, wovon 12 cm auf Klinkervormauerung, 18 cm auf Hintermauerung mit Triol-Hohlsteinen und 3 cm auf Luftzwischenraum zwischen Vor- und Hintermauerung entfallen, so daß auch die Frage der Wärmehaltung, die bei einer Großbäckerei allerdings weniger wichtig ist als bei den meisten anderen Stockwerkbauten, in durchaus zweckmäßiger Weise und im Einklang mit den neueren Forschungsergebnissen gelöst ist (Abb. 3).

Abb. 5. Hochziehen der 18 m langen und 24 t schweren Blechträger.

Abb. 7. Als Montagegerät bewährt sich hier der Turmdrehkran.

Die Stahlkonstruktion bei diesem Bauwerk setzt massive, d. h. starre Decken voraus, als welche die Eisenbetonrippendecken auch betrachtet werden können, und dadurch wurden steife Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen entbehrlich. Die gewählte Ausführung darf als eine sehr wirtschaftliche bezeichnet werden, denn sie gewährleistet nicht nur geringste Kosten der Stahlkonstruktion, sondern sie verwendet auch eine der billigsten Massivdecken neuerer Konstruktion. Wenn steife, biegungsfeste Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen, sogenannte Steifrahmen, aus Gründen der Kostenersparnis nicht ausgeführt werden sollen, ist stets die Ausführung der Decken als starre Platten das gegebene, weil es anders nur mit verteuernden Verbänden oder Massivmauern möglich ist, die Windkräfte in die Fundamente ordnungsgemäß abzuleiten. Die starren Deckenplatten übernehmen in solchen Fällen die Funktion des Windverbandes. Auch im vorliegenden Fall werden die auf die Geschoßhöhe entfallenden Windkräfte auf die Langfront von den Decken aufgenommen und auf die Vollwand-Rahmenbinder der Expeditionshalle übertragen, welche die Kräfte in das Fundament, nämlich in die bereits erwähnte entsprechend ausgebildete Stützmauer leiten (Abb. 2, rechts unten). Diese Binder (Abb. 4) haben 6 m Abstand. Mit Hilfe dieser einhüftigen Binder-Rahmenkonstruktion war es möglich, die ohnehin schwer belasteten mittleren Ständer, welche die Blechträger unterstützen, von Biegungskräften frei zu halten. Das Windmoment, das am Anschnitt der Vordachkonsole aufgenommen werden muß, beträgt 205 tm. Der Winddruck auf die Stirnwände wird ebenfalls durch die Decken aufgenommen und auf einen in senkrechter Ebene liegenden Stahlfachwerk-Verband übertragen, der in der Flucht der Blechträger vor der Giebelwand eingebaut ist. Die Abb. 5, 6 u. 7 lassen diesen Verband deutlich erkennen.

Abb. 6. Im Hintergrund der Fachwerk-Windverband.

Die Mittelstützen bestehen aus II 60 mit Platten auf den Stegen und zwischenliegenden I D 30, die Außenstützen aus I P-Profilen mit Platten auf den Flanschen. Die Stützlasten betragen bis zu 1130 t; zur Abstützung der schweren Backöfen und Mehlsilos war ein besonderer Stahlträgerrost notwendig. Der Rost- und Feuerschutz wurde im Einklang mit den bestehenden Bestimmungen durch eine 4 cm starke Beton-Ummantelung auf Rabitzgeflecht mit Bügeln in 20 cm Abstand bewirkt.

Zur Erläuterung des Montagevorganges seien noch die Abb. 5, 6 u. 7 beigegeben. Zur Aufstellung der Stützen usw. wurde ein fahrbarer Turmdrehkran mit Ausleger verwendet. Die Abb. 5 veranschaulicht, in welcher einfachen und zugleich billigsten Weise die schweren 18 m langen Blechträger hochgezogen und an den Stützen befestigt wurden. Zu diesem Zweck wurde der obere Teil der Stützen durch eine aufgesetzte Kragkonstruktion in einen einfachen Aufzugmast verwandelt, mit dessen Hilfe es möglich war, durch Zwischenschaltung von Flaschenzügen die annähernd 24 t schweren Blechträger an beiden Enden hochzuziehen und zu befestigen.

Der Vollständigkeit halber soll mit Abb. 8 noch ein Gesamtbild des Bauwerkes gegeben werden, da eine Aufnahme des fertigen Bauwerkes zur Zeit der Niederschrift dieser Zeilen noch nicht vorliegt.

Der Neubau des Spar- und Konsum-Vereins Stuttgart vermehrt um ein instruktives Beispiel die Zahl der vielen in den letzten Jahren zur Ausführung gekommenen bedeutenderen Bauten, bei welchen die Forderung nach geringster Zahl und Abmessung der tragenden Teile und größter Lichtraumhöhe der Nutzungsräume entscheidend für die Wahl der Stahlskelettbauweise war. Das gesamte Stahlgewicht betrug rund 1200 t und wurde in Arbeitsgemeinschaft von den Firmen **Maschinenfabrik Eßlingen A.-G.**, Eßlingen a. N., und **Gebr. Wöhr, Eisenwerk**, Unterkochen, geliefert und aufgestellt. Das Bauwerk stellt sowohl hinsichtlich seiner Auffassung als auch seiner architektonisch glücklichen und sachlich mustergültigen Durchführung eine allen neuzeitlichen Anforderungen durchaus entsprechende Lösung einer Bauaufgabe dar, die aufmerksame Beachtung verdient. Nicht zuletzt haben auch die beteiligten Stahlbaufirmen in einer kurz bemessenen Bauzeit eine sehr beachtliche Leistung erzielt und zum guten Gelingen des Werkes ihr Teil mit beigetragen. Die statische Berechnung dieses auch in statischer Hinsicht nicht alltäglichen Bauwerkes sowie die Behandlung aller technisch-konstruktiven Fragen war dem bekannten technischen Büro von Prof. **Kintzinger**, Stuttgart, übertragen.

Abb. 8. Gesamtansicht.

Die „Beziehungsformel“ als Ausdruck der Tragfähigkeit von Straßenbrücken.

Von Dipl.-Ing. Hermann Schütte, Hamburg.

Die Tragfähigkeit von Straßenbrücken wurde bisher in Tonnengewicht eines Wagens oder als Klassenbezeichnung nach der Dinorm angegeben. Bei der Festigkeitsberechnung wurde derart vorgegangen, daß für die einzelnen Bauglieder die inneren Kräfte (Stabkraft, Biegungsmoment) durch Eigengewicht (K_g) und Verkehrslast (K_v) für die ungünstigste Stellung der Lasten bestimmt wurden; nach Wahl der Abmessungen (Querschnitt, Schlankheitsgrad, Widerstandsmoment, Nietfläche) und damit der Widerstandsfähigkeit (W) des Baugliedes wurde mit der Stoßzahl φ die Spannung $\sigma = \frac{1}{W}(K_g + \varphi K_v)$ bestimmt und mit der zulässigen Höchstspannung verglichen. Das Ergebnis einer solchen Berechnung lautete: „Die zulässige Spannung σ_z wird bei Befahrung der Brücke durch Dinorm-Lasten der Brückenklasse x nicht überschritten“.

Wenn aber die tatsächlichen Verkehrslasten größer werden als die in der Berechnung angenommenen Lasten, welche Beanspruchungen treten dann auf, und bis zu welchem Grade lassen sich Überbeanspruchungen durch „Langsam Fahren“ mildern? Darüber gibt solch ein Berechnungsergebnis keine bestimmte Antwort. In vielen Fällen besteht aber die dringende Notwendigkeit, diese Antwort rasch geben zu können. Die Verordnung über den Kraftfahrzeugverkehr vom 15. Juli 1930 stellt jede Bauverwaltung vor die Frage: Welche Beanspruchungen oder Überbeanspruchungen erleiden unsere Brücken durch die Erhöhung der größten Wagenlasten um $33^1/_3$%? Die Beanspruchungen des Baustoffes wachsen nicht im gleichen Maße wie die größte Einzellast. Die Änderung der Beanspruchung ist sehr verschieden, je nachdem K_g oder K_v der ausschlaggebende Wert ist. Die zuverlässige Beantwortung dieser Frage macht also die Durcharbeitung der ganzen Berechnung durch einen sachverständigen Ingenieur nötig. Ebenso ergibt sich diese Notwendigkeit, um die häufig zu erwartende Frage beantworten zu können, ob dieser oder jener Schwertransport über die Brücke fahren darf und unter welchen Bedingungen; denn auch hier ließ sich bisher nicht ohne weiteres in Prozenten der größten Regellast eine zulässige Einzellast angeben. Verläuft die Einflußlinie für eine innere Kraft K etwa nach Abb. 1, so wird der Anteil von K_v gegenüber K_g an der Gesamtkraft K und damit der Einfluß auf die Spannung $\sigma = \frac{K}{W}$ viel größer sein, als wenn die Einflußlinie nach Abb. 2 verliefe, d. h. es könnte im Falle 2 ein viel schwererer Einzeltransport zugelassen werden als im Falle 1.

Abb. 1. Einflußlinie mit Spitzenordinate unter der Radlast und Ausgleich von + Fläche durch — Fläche.

Abb. 2. Einflußlinie mit positiver Fläche ohne Spitzenordinate.

Sehr einfach wird die Beantwortung der Frage der Veränderung des Kräftespiels, wenn die Berechnungen der einzelnen Bauwerksteile schon bei Aufstellung der Berechnung auf das Schema der folgenden Beziehungsformel gebracht werden:

$$\varphi P = C(\sigma_{zul} - \sigma_q).$$

Darin ist

φ die Stoßzahl, die für den Einzelfall je nach der Bereifung und der Geschwindigkeit des fraglichen Fahrzeuges festgesetzt werden kann;

P die größte Radlast des Fahrzeuges. Dabei werden Form, Abmessungen und Verhältnis der einzelnen Raddrücke eines Fahrzeuges untereinander nach der Dinorm 1072 ungünstig, doch genügend genau ein- für allemal zugrunde gelegt (Abb. 3);

Abb. 3. Lastschema eines Fahrzeugs nach Dinorm 1072.

C eine Konstante, die für jede Einzelbeziehung durch die Berechnung zu bestimmen ist;

σ_{zul} die höchstzulässige Spannung des Baustoffes;

σ_q die Spannung durch ständige Last und vom Raddruck unabhängige, gleichmäßig verteilte Verkehrslast.

Beispiele:

1. Ein Buckelblech wurde nach der Theorie von Bleich[1]) auf Horizontalzug wie folgt berechnet (Abb. 4):

aus ständiger Last (für 1 m) $H_g = \frac{g e^2}{8 f} = \frac{0{,}46 \cdot 2{,}0^2}{8 \cdot 0{,}14} = 1{,}640$ t/m

aus Radlast P (für $\frac{e}{2} = 1$ m) $H_P = \frac{P e}{5 f} = \frac{P \cdot 2{,}0}{5 \cdot 0{,}14} = P \cdot 2{,}86$ t/m

$\varphi H_P = \varphi P \cdot 2{,}86$ t/m.

Abb. 4. Skizze zur Berechnung eines Buckelbleches.

Abb. 5. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für ein Buckelblech.

Die Anschlußniete $\varnothing$ 17 wurden in 6,0 cm Abstand angeordnet. Auf 1 lfd. m entfielen also

$$\frac{100}{6{,}0} F_s = 30{,}4 \text{ cm}^2$$

Nietquerschnitt, die mit der zulässigen Spannung σ den Horizontalzug $H = H_g + \varphi H_P$ anzuschließen hatten.

$$30{,}4\,\sigma \geqq H = H_g + \varphi H_P$$

$$\varphi H_P = 30{,}4\left(\sigma - \frac{H_g}{30{,}4}\right) = \varphi P \cdot 2{,}86$$

$$\varphi P = 11{,}7(\sigma - 54).$$

2. Der Nietanschluß eines Längsträgers wurde durch 4 einschnittige Niete $\varnothing$ 23 mm mit einem maßgebenden reduzierten Querschnitt von $F_s = 13{,}3$ cm² hergestellt. Dieser Anschluß kann einen Auflagerdruck von $A = 13{,}3\,\sigma$ kg aufnehmen. Der Auflagerdruck braucht gemäß Dinorm nur für Eigengewicht und für das schwerste Fahrzeug in ungünstigster Stellung berechnet zu werden (Abb. 6a u. b).

Abb. 6a. Querschnitt mit Einflußlinie für Lastanteil eines Längsträgers. $L = 1{,}16\,P$.

Abb. 6b. Längsschnitt mit Einflußlinie für Anschlußkraft. $A = 0{,}895\,P$.

Abb. 7. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für einen Längsträger-Anschluß.

$$\varphi A_p = 1{,}16 \cdot 0{,}895\,\varphi P = 1{,}04\,\varphi P$$

$$A_g = 2500 \text{ kg}.$$

Wenn keine durchschießenden Laschen angeordnet sind, ist die Auflagerkraft wegen des Biegemomentes am Auflager um 20% zu erhöhen. Also

$$1{,}2(1{,}04\,\varphi P + 2500) = A = 13{,}3\,\sigma$$

$$\varphi P = 10{,}7(\sigma - 226).$$

3. Der Querträger einer zweispurigen Straßenbrücke wurde durch die Regellasten der Dinorm 1072 am ungünstigsten belastet, wenn ein Hinterrad der Dampfwalze in Querträgermitte stand und im übrigen Walzenachse und Wagenhinterachse unmittelbar über dem Träger waren, umgeben von Menschengedränge. Der Träger wurde nach dieser Be-

[1]) Fr. Bleich: „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“. Verlag Julius Springer 1924.

lastung bemessen und das Walzprofil I 60 mit $W_x = 4630$ cm³ gewählt, das ein Moment von $M = 4630\,\sigma_{zul}$ aufnehmen kann.

Für die Beziehungsformel werden nur gleiche Raddrücke berücksichtigt; denn sie soll den zulässigen Raddruck ständig auf der Brücke verkehrender Fahrzeuge anzeigen (Abb. 8a u. b).

Abb. 8a. Längsschnitt mit Einflußlinie für Lastanteil eines Querträgers. Lastanteil $= 0{,}95\,P$.

Abb. 8b. Querschnitt mit Einflußlinie für das Biegemoment eines Querträgers. $M = (0{,}59 + 1{,}39 + 1{,}836 + 1{,}037)\,P = 4{,}853\,P$.

Die Raddrücke erzeugen das Moment

$$\varphi\, M_p = 0{,}95 \cdot 4{,}853\,\varphi\, P = 4{,}6\,\varphi\, P \text{ mkg} = 460\,\varphi\, P \text{ cmkg}.$$

Aus Eigengewicht und Menschengedränge wurde bei der Dimensionierung gefunden:

$$M_q = 10{,}140 + \varphi \cdot 2{,}160.$$

Zur Vereinfachung der weiteren Rechnung wird die Stoßzahl φ für das Moment durch „Menschengedränge“ mit dem in der Dinorm vorgeschriebenen Werte — hier $\varphi = 1{,}4$ — eingesetzt. Dadurch wird die Beweglichkeit der Beziehungsformel zugunsten der Vereinfachung des Rechnungsganges eingeschränkt. Dies kann so lange geschehen, als der Belastungswert aus „Menschengedränge“ im Verhältnis zu den übrigen Werten genügend klein bleibt.

$$M_q = 10{,}140 + 1{,}4 \cdot 2{,}160 = 13{,}17 \text{ mt} = 1\,317\,000 \text{ cmkg}$$

$$460\,\varphi\, P + 1\,317\,000 = M = 4630\,\sigma_{zul}$$

$$\varphi\, P = 10\,(\sigma - 285).$$

Abb. 9. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für den Biegewiderstand eines Querträgers.

Eine weitere Beziehungsformel wurde für den besonderen Fall aufgestellt, daß ein einzelnes schweres Fahrzeug unter Ausschluß allen übrigen Verkehrs über die Brücke geleitet werden soll (Abb. 10).

Abb. 10. Querschnitt mit Einflußlinie für das Biegemoment im gefährlichen Querschnitt. $M = P'\,(1{,}82 + 1{,}10) = 2{,}92\,P'$.

$$\varphi\, M_p' = 0{,}95 \cdot 2{,}92\,\varphi\, P' = 2{,}78\,\varphi\, P' \text{ (mt)} = 278\,\varphi\, P' \text{ cmkg}$$

$$M_g = 1\,014\,000 \text{ cmkg}$$

$$278\,\varphi\, P' + 1\,014\,000 = 4630\,\sigma_{zul}$$

$$\varphi\, P' = 16{,}6\,(\sigma - 246).$$

4. Der Hauptträger einer vollwandigen Balkenbrücke wurde wie üblich nach den Regellasten bemessen. Es wurde $W_x = 53\,800$ cm³ gewählt. Für die Normenbelastung wurden die Nietteilung der Gurte, Abstände der Versteifungswinkel und deren Knicksicherheit, sowie die Knicksicherheit des Obergurts bestimmt und gegenüber dem Biegungswiderstand des Trägers als reichlich befunden. Da der Biegungswiderstand also einwandfrei der schwächste Teil des Hauptträgers war, genügte es, die Beziehungsformel für diesen aufzustellen (Abb. 11a u. b).

Abb. 11a. Querschnitt mit Einflußlinie für den Lastanteil eines Hauptträgers. $L = 2\,P\,(0{,}74 + 0{,}4) = 2{,}28\,P$.

Abb. 11b. Längsschnitt mit Einflußlinie für das Biegemoment eines Hauptträgers. $M = P\,(5{,}8 + {}^1/_2 \cdot 4{,}3) = 7{,}95\,P$.

$$\varphi\, M_p = \varphi\, P \cdot 2{,}28 \cdot 7{,}95 = 18\,\varphi\, P \text{ (mt)} = 1800\,\varphi\, P \text{ (cmkg)},$$

ständige Last $M_g = 38\,400\,000$ cmkg.

Menschengedränge auf dem Fußwege 11 000 000 cmkg
„ „ der Fahrbahn 10 100 000 „

Das Moment aus „Menschengedränge“ auf der Fahrbahn macht hier ungefähr 14% des Gesamtmomentes und mehr als dasjenige aus den Einzellasten der Fahrzeuge aus. Es ist daher in der Beziehungsformel mit seiner Stoßzahl besonders aufzuführen.

Um ferner die in den Belastungsvorschriften zahlenmäßig enthaltene Beziehung zwischen Verkehrslast ($P = 0{,}5$ t/m²) und Raddruck (4 t) in die Formel mit aufzunehmen, wird das Moment $M_p = C \cdot 0{,}5$ als eine Funktion des Raddrucks geschrieben: $M = C_1 P$. C_1 wird für $P = 4000$ kg bestimmt und aus

$$M = \frac{M}{P}\,P = \frac{M}{4000}\,P \quad \text{zu } C_1 = \frac{M}{P} = \frac{M}{4000},$$

das ist im vorliegenden Beispiel

$$M_p = \frac{10\,100\,000}{4000}\,P = 2500\,P,$$

damit wird

$$M = 1800\,\varphi\, P + 2500\,\varphi\, P + 49\,400\,000 = 53\,800\,\sigma_{zul}$$

$$\varphi\, P = \frac{53\,800}{1800 + 2500}\left(\sigma - \frac{49\,400\,000}{53\,800}\right)$$

$$\varphi\, P = 12{,}5\,(\sigma - 935).$$

Abb. 12. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für das Biegemoment eines Hauptträgers.

Für den ferner zu untersuchenden Fall, daß die Brücke nur durch ein einzelnes Fahrzeug unter Ausschluß des übrigen Verkehrs befahren wird, lautet die Beziehungsformel hier:

$$\varphi\, P \cdot 2 \cdot 0{,}74 \cdot 7{,}95 + 38\,400\,000 = 53\,800\,\sigma_{zul}$$

$$\varphi\, P = \frac{53\,800}{2 \cdot 0{,}74 \cdot 795}\left(\sigma - \frac{38\,400\,000}{53\,800}\right)$$

$$\varphi\, P = 46\,(\sigma - 715).$$

Durch eine Zusammenstellung der Beziehungsformeln und deren Auswertungen für die vorgeschriebene Stoßzahl und Spannung wird schließ-

Beispiel einer Zusammenstellung.

Bauwerksteil	φ normal	Beziehungsformel für a) Vollverkehr $\varphi P =$	$\sigma_z = 1400$ Rad t	$\sigma_z = 1400$ Wagen t	b) Einzelfahrzeug $\varphi P_1 =$	$\sigma_z = 1400$ Rad t	$\sigma_z = 1400$ Wagen t
Buckelbleche-Vernietung .	1,4	11,7 (σ — 54)	11,25	33,75	11,7 (σ — 54)	11,25	33,75
Längsträger-Biegung . .	1,4	11,2 (σ — 210)	9,5	28,5	11,2 (σ — 210)	9,5	28,5
Längsträger-Nietanschluß .	1,4	10,7 (σ — 226)	8,7	26,1	**10,7** (σ — **226**)	**8,7**	**26,1**
Querträger-Biegung . . .	1,4	10,0 (σ — 285)	8,0	24,0	16,6 (σ — 246)	13,2	39,6
Querträger-Nietanschluß .	1,4	18,6 (σ — 242)	15,5	46,5	28,6 (σ — 216)	24,2	72,6
Hauptträger-Biegung . .	1,37	**12,5** (σ — **935**)	**4,25**	**12,75**	46,0 (σ — 715)	23,0	69,0

lich eine klare Übersicht über die Tragfähigkeit der einzelnen Bauwerksteile erreicht. In dieser Zusamenstellung wird zweckmäßig für jeden Bauwerksteil das zulässige Gesamtgewicht G eines Fahrzeuges angegeben, das nach den Lastannahmen zu $G = 3\,P$ bestimmt ist.

Aus dieser Aufstellung ist ohne weiteres abzulesen: „Die Brücke ist einem Regelverkehr von 12 t-Wagen gewachsen, darf aber auch von einzelnen Wagen bis zu 26 t Gesamtgewicht befahren werden. Da von dem Schwerverkehr die Längsträger am meisten beansprucht werden, ist während des einzelnen Schwertransportes eine Sperrung der Brücke für Regelverkehr nicht nötig“.

Die Zusammenstellung lieferte hier für den Vollverkehr **eine** für die ganze Brücke maßgebliche Beziehungsformel, nämlich die des Hauptträgers. Man kann also die Auswirkung einer etwaigen späteren Herabsetzung der zulässigen Spannung wegen schlechter Unterhaltung, einer Erhöhung der zulässigen Wagenlast od. dgl. sofort übersehen.

Deutlich wird dies besonders bei Betrachtung der graphischen Darstellungen der einzelnen Beziehungen. Diese ergeben bei Auftragung der Raddrücke auf der einen und der Materialspannungen auf der anderen Achse Kurvenscharen für verschiedene Werte φ. Ein Vergleich der Abbildungen zeigt, daß die Kurvenschar des Hauptträgers überall unter den Kurvenscharen der anderen dargestellten Teile bleibt.

Überschneidungen der Kurven treten innerhalb der betrachteten Grenzen, also etwa zwischen $\sigma = 1200$ und $\sigma = 1600$ ein, wenn

1. die Werte P nahe beieinander liegen,
2. zugleich die Werte σ_q sehr verschieden sind.

Dies war z. B. bei einer Fachwerkbrücke der Fall, aus deren Nachrechnung die folgenden Zahlen entnommen werden:

Längsträger $\varphi P = 10\ (\sigma - 132)$ für $\sigma = 1400$ und $\varphi = 1{,}4$ $P = 9{,}05$ t
Obergurtstab 1 $\varphi P = 22{,}8\,(\sigma - 826)$ für $\sigma = 1400$ und $\varphi = 1{,}37$ $P = 9{,}30$ t.

Aus diesen beiden Beziehungsformeln läßt sich die in Abb. 13 dargestellte Schar der maßgebenden Kurven kombinieren.

Abb. 13. Graphische Kombination zweier Beziehungsformeln; maßgebende Kurvenschar.

Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung der amerikanischen Wolkenkratzer.

Von den vielen Problemen, die das Bauwesen der Vereinigten Staaten von Nordamerika in sich birgt, ist der sich jetzt vollziehende Übergang des Baues von Wolkenkratzern zu Überwolkenkratzern oder Turmhochhäusern für den Architekten und Ingenieur eines der interessantesten, das noch manche ungelöste Aufgabe enthält. Wenn auch die Größe und Eigenart mancher dieser Aufgaben in den amerikanischen Verhältnissen, der bewußten Konzentration des Geschäftslebens in den Großstädten, den enormen Bodenpreisen und schnellerem Außerdienststellen der Anlagen begründet sind, so werden die dabei eingeschlagenen Wege und Versuche der Lösungen auch für die deutsche Fachwelt von Interesse sein, soweit sie auf deutsche Verhältnisse anwendbar sind.

Eine umfassende Übersicht über den gegenwärtigen Stand und zukünftige Fragen des amerikanischen Hochhausbaues geben eine Reihe von Aufsätzen in „Eng. News-Rec.“ vom 19. Februar 1931 von namhaften amerikanischen Architekten und Ingenieuren, von denen sich H. W. Corbett mit der Zukunft der Hochhäuser, Unternehmer W. A. Starrett, Arch. R. M. Hood und Arch. J. A. Fouilhoux mit der Entwurfbearbeitung und Bauausführung, Ing. D. C. Coyle mit den Messungen über das Verhalten von Turmhäusern, Ing. Arch. H. R. Dowswell mit der Ausführung von Wänden und Decken, Ing. J. A. Sutherland und F. A. Byrne mit der maschinellen und elektrotechnischen Ausrüstung befassen. Ein Schlußaufsatz behandelt die wichtige Frage der Windaussteifung der Wolkenkratzer, die ausnahmslos als **Stahlskelettbauten** ausgeführt werden.

Zukunft der Hochhäuser.

Die Nachteile, die der Aufenthalt in den bisher oft mangelhaft belichteten und belüfteten Räumen mit sich bringt, da manche „Straßenschlucht“ nur 12 m Breite bei 100 m Tiefe aufweist, und die vielfachen Verstopfungen der viel zu engen Straßen lösten mancherlei Versuche aus, die Höhe der Gebäude gesetzlich zu beschränken. Trotzdem hat der rein geschäftliche Sinn der Amerikaner die Hochhausform zunächst in Chicago vom 10- bis 14stöckigen Baby der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zum 40- bis 50stöckigen Erwachsenen der Vorkriegszeit entwickelt, und geht daran, jetzt Riesen von 85 Stockwerken und 381 m größter Höhe auszuführen, die alle bisherigen Bauwerke, sogar den Eiffelturm, überragen. Der Amerikaner glaubt an die Zukunft dieser Gebäudeform, weil Wolkenkratzer besonders für Büro- und Geschäftszwecke trotz sehr hoher Abschreibungen regelmäßige und gute Rente abwerfen und weil er eine **Verkehrserleichterung** daraus herleitet, daß der Personenverkehr mittels Aufzüge — also senkrecht — in den Hochhäusern angeblich doppelt so groß ist wie der auf der Straße — also waagerecht — mittels Bahnen und Autos, und er bevorzugt sie wegen ihrer vermehrten Bequemlichkeit.

Die Weiterentwicklung des Hochhausbaus hängt ab von der intensiveren Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Architekt und Ingenieur und der fabrikmäßigen Herstellung leichterer und besserer Baustoffe. Es ist vor allem Aufgabe des Architekten, dessen Büro im Gegensatze zum deutschen Kollegen bis zu 100 Mitarbeiter und Hilfskräfte zur **vollständigen** Bearbeitung auch abseits liegender Gebiete, wie die gesamte Installation und maschinelle und elektrische Einrichtung, aufweist, durch entsprechende Zusammenarbeit bei der Planung dafür zu sorgen, daß der umbaute Raum wirtschaftlich zur festgesetzten Zeit in ansprechender Umkleidung zur Verfügung gestellt wird, wohingegen der deutsche Architekt seine Aufgabe von einem idealeren Standpunkt betrachtet. In der äußeren Form seiner Schöpfung ist auch der amerikanische Architekt jetzt mehr an die städtischen Bauvorschriften gebunden, die die Zukunft der Turmhäuser wesentlich beeinflussen gegenüber früheren, freieren Verhältnissen. Die Zusammenarbeit mit dem Bauingenieur wird sichere Gründungen und kräftige Ausführung des Skelettbaus, zu welchem **nur Stahl** in Frage kommt, und damit die erforderliche Sicherheit für die Bewohner bei erhöhter Belastung bewirken.

Da die zu investierenden Summen immer größer werden — es handelt sich dabei um Beträge bis 50 Mill. Mark —, hängt die zukünftige Entwicklung auch von der Geschwindigkeit ab, mit der diese neuen Bauten fertiggestellt werden. Auch hier wird ein Ersatz des noch zu schweren und zuviel Zeit zum Einbringen beanspruchenden Mauerwerks durch wetterbeständige Platten aus Metall oder Beton nur förderlich sein.

Infolge der kurzen Nutzungszeit vieler Wolkenkratzer von nur etwa 20 Jahren ist es ferner wichtig, Materialien zu verwenden, die sich beim Niederlegen leicht entfernen lassen und trotzdem noch hohen Abbruchswert besitzen, wie es beim **Stahl** nicht nur für Rohbauten, sondern auch für Ausbauzwecke der Fall ist.

Eine Grenze in der möglichen Höhe ist durch die Tiefe der Baublöcke gegeben, die in den für Wolkenkratzer nur in Betracht kommenden Stadtteilen New Yorks z. B. nur 60 m beträgt. Da nach den baupolizeilichen Vorschriften das Hochhaus nicht mehr in seiner vollen Grundfläche hochgeführt werden darf und dadurch von selbst sich Türme im Kern des Querschnitts ergeben, die höchstens $^1/_4$ der Gebäudefläche einnehmen dürfen, ist der Höherentwicklung an vielen Stellen praktisch eine Grenze gesetzt, die **nicht** durch den Bau der Fahrstühle bedingt ist. Allerdings scheint die Weiterentwicklung der Wolkenkratzer, deren manche 10 000 bis 12 000 Personen aufnehmen, dazu zu führen, daß Straßen **mit zwei oder**

drei Stockwerken zur getrennten Aufnahme der Fußgänger und der schienengebundenen und schienenlosen Wagen notwendig werden. Die technisch schwierige Anlage solcher Straßen, ihr sehr verwickelter Betrieb und ihre Kosten würden eine große Belastung der Allgemeinheit bedeuten, ein Umstand, der die Rentabilität besonders der unteren, schon jetzt weniger ertragreichen Geschosse stark beeinträchtigen dürfte.

Entwurfbearbeitung und Bauausführung.

Die Ausführungen des Arch. M. Hood über das Entstehen der Pläne in Besprechungen zunächst zwischen Eigentümer, Architekt als Generalsachverständigem, dem Berater für Wirtschaftlichkeit und dem Ingenieur für maschinelle und ähnliche Anlagen schildern nicht speziell Amerikanisches, lassen jedoch die infolge guter, reibungsloser Zusammenarbeit der Beteiligten erreichte Schnelligkeit in der Planung so gewaltiger Baumassen treffend hervortreten, da z. B. für das Daily News Building von 110 m Höhe innerhalb von drei Wochen die vorgenannten, maßgebenden Sachbearbeiter zusammentraten und innerhalb eines Jahres die gesamte Planung erledigt war und mit dem Bau begonnen werden konnte. Bemerkenswert ist, daß Bauten so großen Umfanges nicht in offenem oder beschränktem Wettbewerb, sondern auf Grund eines Kostenplusvertrages an einen Generalunternehmer vergeben werden. Dadurch kann angeblich am meisten eingespart werden und dem Eigentümer und Architekten ist eine Auswahl der Materialien und Subunternehmer, an die der Generalunternehmer etwa 80 bis 90% der Bausumme im Wettbewerb vergibt, möglich. Der Generalunternehmer wird dadurch mehr zum Einkäufer großen Maßstabes. Daß das Innere eines Gebäudes seine Fassade bestimmen soll, und diese erst in letzter Linie kommt, ist eine Ansicht Hoods, der man nur zustimmen kann, zu der aber viele Wolkenkratzer noch in großem Gegensatz stehen.

A. Fouilhoux schildert in einem folgenden Aufsatz die Büroarbeiten des Architekten nach Zustimmung des Bauherrn zu dem Entwurf bis zum Baubeginn. Auf Grund der Architektenzeichnungen fertigen die Bau-, Heizungs-, Gesundheits- und Elektroingenieure, die in den westlichen und mittleren Staaten zum Architekturbüro gehören, in den östlichen Staaten meist beratende Ingenieure sind, ihre Spezialzeichnungen an, die wieder zur Ergänzung und weiteren Ausarbeitung der Architektenzeichnungen dienen. Vorläufige Zeichnungen bilden die Unterlagen zu Besprechungen mit Behörden zwecks Genehmigung. Häufiger Austausch der Zeichnungen, gegenseitige Besuche in den Konstruktionsbüros und Besprechungen lassen Fehler vermeiden und beschleunigen den Arbeitsfortschritt. Hand in Hand damit geht das Aufstellen der Ausschreibungsunterlagen, wobei die Massen gewöhnlich nicht vom Architekten, sondern vom Haupt- oder Sub-Unternehmer ermittelt werden, trotz der Vorzüge, die eine einheitliche Massenermittlung bietet. Auch in Amerika scheut der Bauherr die angeblich nur ihm dann zur Last fallenden Kosten, die, wie behauptet, durch die besonderen Ausgaben des Architekten entstehen. Bei Vergebung zu einer Pauschalsumme im beschränkten Wettbewerb erhalten die Anbietenden Pläne und Kostenanschlagblankette als Unterlage, bzw. bei der Kostenplusvergabe der Generalunternehmer zum Einholen der einzelnen Angebote, über deren Annahme dann der Architekt befindet. Arbeitsprogramme und Werkstattzeichnungen entstehen, deren Prüfung und Kontrolle sowie Genehmigung zwecks besserer Feststellung der Verantwortlichkeit sehr ernst genommen wird. Bauaufsicht und Abrechnung unterscheidet sich nicht von anderen Verhältnissen.

Unternehmer Starrett, dessen Firma auf eine jahrzehntelange Erfahrung im Bau von Wolkenkratzern zurückblicken kann, behandelt die Organisation der Baustellen von Turmgebäuden, die sich nicht viel von der deutscher Großbaustellen unterscheidet. Der Bauoberleitung unterstehen mehr oder minder große Abteilungen des Entwurfs, der Arbeitsverteilung, der eigentlichen Bauausführung, der Prüfung und der Baubuchhaltung. Zu begrüßen wäre es, wenn die Schnelligkeit der Zahlungen — die Baugelder werden dem Arbeitsfortschritt entsprechend monatlich angewiesen, Rechnungen am 5. jedes Monats vorgelegt und am 10. des gleichen Monats bezahlt — auch für deutsche Verhältnisse möglich und vorbildlich würde. Die in Frage kommenden Summen sind bei den Riesenbauten selbstverständlich auch gewaltig. So verschlang der Bau des Empire State Building in New York in vier aufeinanderfolgenden Monaten je Monat über $10^1/_2$ Mill. RM. Allerdings enthält das Gebäude von 382 m Höhe 186 000 m² nutzbare Fläche bei 1 022 000 m³ umbauten Raumes und 7900 m² Grundfläche. Hierzu benötigte man 58 000 t Stahlkonstruktion (d. h. 51,5 kg/m³). Sie wurde in dem fabelhaft kurzen Zeitraum von 8 Monaten eingebaut, in welcher Zeit außerdem noch die Kalksteinverkleidung bis zum 85. Geschoß und der hauptsächlichste innere Ausbau der Installation, Aufzüge, Fenster und Verglasung erfolgte.

Messungen über das Verhalten von Hochhausbauten.

Angesichts mancher widersprechender und unklarer Äußerungen über die Steifigkeit der Turmbauten und ihre tatsächlichen Schwingungen infolge von Windstößen sind die Versuche D. C. Coyles bemerkenswert, diese Erscheinungen an ausgeführten Bauten praktisch mit einem einfachen Apparat zu messen. Dieser Seismograph, ein Horizontalpendelinstrument nach Abb. 1, soll die Bewegungen, die das Bleigewicht infolge der Beschleunigung des Wolkenkratzers durch Windstöße erfährt, in ihrer

Abb. 1. Seismograph.

Abb. 2. Kurve der Eichungskonstante.

Abb. 3. Eigenschwingungen des Vibrationsinstrumentes.

Abb. 4. Schwingungskurven von zwei Gebäuden mit verschiedenem Steifigkeitsgrad.

Frequenz und Größe auf eine Trommel mit Hilfe einer Schreibfeder übertragen. Mit Hilfe eines Vibrationstisches wurde die Eichungskonstante, d. h. das Verhältnis der aufgezeichneten zur tatsächlichen Amplitude, bei verschiedenen Frequenzen untersucht (Abb. 2). Typische Eichungsablesungen für Eigenschwingungen des Vibrationsinstrumentes zeigt Abb. 3, die eigentlichen Schwingungskurven an einem steifen und an

einem verhältnismäßig nachgiebigen Gebäude zeigt Abb. 4. Mit dem Seismographen wurden täglich bis 10 Gebäude untersucht. Dabei wurden etwa 14 bis 40 vollständige Schwingungen je Minute festgestellt, und zwar von 10 mm halber Amplitude bei 14 Schwingungen von Gebäuden, deren Höhe die 8fache Breite oder mehr beträgt, die für 49 bzw. 98 kg/m² Winddruck berechnet sind und deren Aussteifung nur mittels senkrechter und waagerechter Trägeranschlüsse hergestellt ist. Bei Gebäuden mit steifen Diagonalen oder Eckstreben, die für 146 kg/m² berechnet waren, war die Amplitude fast gleich Null bei 40 Schwingungen je Minute. Diese Beobachtungen erfolgten bei gewöhnlichen Westwinden. Ein größter Ausschlag von 20 mm wurde bei einer Sturmbö festgestellt und damit angeblich die Behauptung von Ausschlägen in Größe mehrerer Zoll der Spitzen solcher Hochhausbauten widerlegt. Leider fehlen Angaben über die genaue Höhenlage des Beobachtungspunktes, der Größe der aufgetretenen Windstärken und Vergleiche mit anderen Methoden. Die klassischen Untersuchungen Eiffels am Eiffelturm vor über 40 Jahren mit optischen Mitteln haben bei 32 m/sek Windgeschwindigkeit (d. h. etwa 150 kg/m² Winddruck) ellipsenförmige Bewegungen von rd. 100 mm größter und 60 mm kleinster Achsenlänge, also, wenn auch nicht direkt vergleichbar, doch wesentlich höhere Werte ergeben. Nun sind aber schon obengenannte Schwingungen der Gebäude dem menschlichen Nervensystem unzuträglich, da sie bedeutend größere Resonanzerscheinungen an frei beweglichen Teilen in Gebäuden wie Lampen und Wasser in Badewannen erzeugen. Der praktische Wert des Apparates von Coyle liegt mehr darin, unter Berücksichtigung des Winddruckes und der Gebäudeverhältnisse die Windaussteifung eines Gebäudes als gut, schlecht oder mittelmäßig zu bezeichnen. Es sind daher auch — wie Coyle richtig bemerkt — weitere Beobachtungen notwendig, die sich auf die Ausbiegung unter dem gesamten Winddruck und ihr Verhältnis zu den Schwingungskurven beziehen. Ferner ist zu untersuchen, ob die oberen Decken unter der Windlast eben bleiben und wieweit sie den Winddruck übertragen, um die bisherigen Berechnungsmethoden zu rechtfertigen. Dann ist an einem Turm gleichzeitig an verschiedenen Stellen die Windgeschwindigkeit und der Winddruck und die Art der Veränderung zusammen mit der Durchbiegung und Schwingung des Gebäudes zu messen, um ein Kriterium für die Steifigkeit der Wolkenkratzer zu schaffen. Es wird dann auch möglich sein, mit Hilfe der Schwingungskurven die Steifigkeit des gesamten Turmes zu bestimmen und aus der Größe der Differenz zwischen theoretischer Frequenz (ausgehend vom Stahlskelett) und der beobachteten Frequenz den Einfluß von Mauerwerk, Trennwänden oder ähnlichem anzugeben.

Windversteifung von Turmhäusern von etwa 300 m Höhe.

Mit dem Anwachsen der Wolkenkratzer von 150 m auf 300 m Höhe mußten in den letzten Jahren Änderungen in der Berechnung und Ausführung des Stahlskelettes eintreten, da bei verschiedenen Gebäuden von 40 bis 50 Stockwerken bei kräftigem Wind Schwingungen auftraten, die von den Mietern unangenehm empfunden wurden. Außerdem wurde es oft erforderlich, größere Fensterflächen und leichtere Wände zu schaffen, so daß auch deren aussteifende Wirkung geringer wurde. Als Sicherheit gegen unzulässige Schwingungen wurde daher der Berechnung der Stahlskelettkonstruktion für die letzten Turmbauten, des 282 m hohen Manhattangebäudes und des 382 m hohen Empire State-Gebäudes, eine zulässige statische Ausbiegung der Spitze von 1/500 der Höhe bei vollem Winddruck zugrunde gelegt. Außerdem hat Chefingenieur Spurr angenommen, daß der die Schwingungen erzeugende Unterschied des Winddruckes 5% des größten Winddruckes ausmacht und die halbe Schwingungsamplitude 5% obengenannter statischen Durchbiegung, d. h. bei einem Gebäude von 300 m Höhe 3 cm.

Nach den baupolizeilichen Vorschriften der Stadt New York ist für Höhen über 30,5 m ein Winddruck von 98 kg/m² anzunehmen, während andere Städte 74 bis 146 kg/m² vorschreiben bei einer nur vom Winddruck herrührenden zulässigen Beanspruchung von 1125 bis 1275 kg/cm² des Stahles und bis 1690 kg/cm² aus Wind- und Nutzlast. Im Prinzip sind die Türme vorgenannter Gebäude auch mit 98 kg/m² berechnet, das Manhattangebäude oberhalb des 60. Flures jedoch mit 146 kg/m², das Empire State-Gebäude oberhalb des 86. Flures (319 m) ebenso, außerdem mit einer waagerechten Zusatzlast von 45 300 kg (!) am Ankermast der Luftschiffe.

Die Berechnung der Windkräfte im Skelett erfolgte früher und jetzt wieder nach der „Kragarmmethode“ von R. Fleming, wonach der Turm ein eingespannter Freiträger ist, dessen Stützenkräfte der Entfernung von der neutralen Achse proportional sind, der Zuwachs der Gurtkräfte von den Füllgliedern (Längsträgern, Diagonalen, Endaussteifungen und ähnlichem) übertragen wird, und die Biegungsmomente in diesen Trägern von diesem Kräftezuwachs und die Stützenmomente von den Trägermomenten abgeleitet werden. Bei der „Portalmethode“ wird infolge der verschiedenen Verbindung der Riegel mit den Stützen angenommen, daß die inneren Stützen infolge zweifacher Verbindung mit den Riegeln eine doppelt so große Scherkraft und ein doppelt so großes Biegungsmoment wie die äußeren Stützen aufnehmen. In Wirklichkeit richtet sich die Verteilung nach dem Verhältnis der Trägheitsmomente in den Riegeln und Pfosten, wie jede Rahmenformel für einfache Fälle klar zeigt. Obgleich im allgemeinen die Aufnahme und Übertragung der Windkräfte in besonderen Windjochen mit verschiedenartiger Aussteifung je nach baulichen Verhältnissen erfolgt, ist man doch in manchen Fällen — so auch beim Manhattan Co.- und Empire State-Gebäude — dazu übergegangen, alle Säulenreihen nach beiden Richtungen zur Ausbildung als Windjoche heranzuziehen. Vorausgesetzt ist dabei, daß die Decken die anteiligen Windlasten im Verhältnis ihrer Trägheitsmomente gleichmäßig auf die Stützen übertragen, auch wenn die Deckenplatte verformt worden ist, wie es sich beim Wirbelsturm in Florida 1926 gezeigt hat.

Der 40,6 × 56,5 m große Turm des Empire State-Gebäudes mit 8 bzw. 10 Stützenreihen ist nach der Kragarmmethode berechnet bei Mitwirkung aller Stützen, deren Eckanschlüsse an die Riegel zur Übertragung der Momente im allgemeinen durch waagerechte Winkelanschlüsse und nur an den Aufzugsschächten durch Eckstreben erfolgte.

Abweichend auch von bisherigen deutschen Verhältnissen erfolgte die Auflagerung der Stützenenden bis 1180 t Stützendruck direkt auf gewalzten Stahlunterlagsplatten von zum Teil 228 mm Stärke ohne Fußausbildung, die unmittelbar auf dem Beton aufruhen; bei Drücken über 2040 t jedoch wurden besondere Säulenfüße mit Fußblechen direkt auf entsprechend große Walzplatten (bis 4,37 × 1,37 m Fläche und 160 mm Stärke) über einen Trägerrost gestellt.

Bei der Gründung des Manhattan Co.-Gebäudes, die bereits während des Abbruches des alten Gebäudes zum Teil auf Felsen, zum Teil mittels Rohrpfähle ausgeführt wurde, kamen sogar bei Drücken bis zu 2000 t für die stumpf aufgesetzten Stützen Walzstahl-Unterlagsplatten von etwa 2,15 × 2,39 m Größe und 355 mm Stärke zur Verwendung, wodurch erhebliche Zeichen- und Werkstattarbeit gespart und sichere Verteilung auf das Fundament erreicht wird.

Mauern, Decken und Treppenwände von Hochhäusern.

Die bisherigen Versuche, die beträchtlichen Lasten von starken Außenmauern durch Ausführung schwacher, einseitig oder beiderseitig wasserdicht verputzter Wände herabzumindern, werden von Arch. Dowswell verworfen und auch die eigenartige Ausführung der Außenmauern des Empire State-Gebäudes als ein Übergang zu einer besseren und billigeren Verkleidung des gesamten Bauwerkes betrachtet.

Im letztgenannten Gebäude sind die Außenflächen zwischen Sturz und Sohlbank der Stahlfenster als Gußaluminium-Füllstücke von 1,34 m Breite ausgeführt, die Zwischenpfeiler der Fenster und ihre Längsseiten mit Chromnickelstahlblech und die Hauptpfeiler mit Kalkstein verkleidet, während die Hintermauerung, die beim Beobachtungsturm sogar wegfällt, durch Ziegel erfolgt. (Merkwürdigerweise sind Versuche mit dem gewiß geeigneten Gasbeton hier nicht erwähnt.) Wenn auch Aluminium in gegossener Form — bei den in Betracht kommenden Gebäudehöhen sogar „architektonisch“ (!) bearbeitet — oder als Blech bei zahlreichen, bedeutenden Bauwerken Amerikas verwendet worden ist, bleibt die Bewährung so verschiedener Baustoffe wegen der Schwierigkeiten der Befestigung und Abdichtung gerade bei den Wolkenkratzern abzuwarten.

Trotz vieler Deckenarten ist drüben wie hüben eine ideale Deckenlösung für Hochhausbauten noch nicht gefunden. Eine Art Koenensche Voutenplattendecke zwischen Stahlträgern, aber mit bewehrtem Schlackenbeton, wird wegen der Feuersicherheit für die Träger und Unterbringungsmöglichkeit der zahlreichen Leitungen verwendet, kreuzweise bewehrte Rippendecken mit Hohlziegel- oder Schlackenbetonausfüllung wegen ihrer niedrigen Bauhöhe und leichten Herstellung. Stahlplatten mit niedrigen Zwischenträgern und werkstattmäßig hergestelltem Deckenbelag und Putzplatten wurden trotz mancher Vorzüge wegen zu großer Bauhöhe für Wolkenkratzer bisher wenig geeignet befunden. Ob für Hochhäuser Decken aus Leichtbeton, die noch andere, bereits bei der Windübertragung geschilderte Funktionen ausüben sollen, geeignet sind, bleibt abzuwarten.

Bezüglich der Trennwände ist das Problem ähnlich wie bei den Decken. Neben Ausführungen wie hier in Deutschland sind auch Versuche mit Metalltrennwänden gemacht worden.

Mechanische und elektrische Ausstattung der Wolkenkratzer.

Wie man durch die Verwendung des Stahles möglichst große Nutzflächen des Gebäudes geschaffen hat, so ist man auch bestrebt, die durch Aufzüge verursachten Verlustflächen durch neuartige Ausführung und Anordnung möglichst klein zu gestalten. So hat man z. B. in der letzten Zeit zweistöckige Fahrstühle geschaffen, die allerdings unter Berücksichtigung der gegebenen Verhältnisse nur bis 60% größeres Fassungsvermögen aufweisen, außerdem Rampen und Treppenanlagen erfordern und bei der Reparatur einer Maschine eine größere Störung

bedingen. Das Laufen von zwei Fahrstühlen in verschiedenen Zonen eines Schachtes hat gleichfalls verwickelte bauliche und besondere maschinelle Einrichtungen zur Folge. Am besten soll sich noch die Anordnung eines Expreßfahrkorbes zur Durchfahrt in den unteren und Einzelbedienung der oberen Stockwerke und eines zweiten Fahrstuhles für die unteren Stockwerke bewährt haben. In allen Fällen sind die Stützenfüße an den Schächten auf geräuschdämmende Unterlagen zu stellen.

Bei den Heizungsanlagen in den Räumen so hoher Gebäude ist es durch entsprechende Trennung bzw. Schaltung der Verteilungsleitungen möglich, die Räume je nach Windanfall wirtschaftlich zu beheizen.

Entsprechend der Gebäudehöhe ist auch die Spannung in den Hauptsteigeleitungen für Elektrizität gestiegen, und zwar in einigen Gebäuden bis 13 200 Volt. Die waagerechten Verteilungsleitungen werden vorzugsweise unterhalb der Decke verlegt, im übrigen wird die Wahl und Stärke der Decke sehr durch letztgenannte Leitungen beeinflußt.

Schlußwort.

Zweifelsohne ist die Entwicklung der Wolkenkratzer noch nicht abgeschlossen. Ihr Baustoff ist der Stahl und wird es in noch größerem Umfange werden, da die bisherige Ausführung der Decken und Wände nicht genügt, und sie werden weiter und größer gebaut werden, solange ihr Bau und Unterhalt wirtschaftlich ist. Wenn auch Deutschland Wolkenkratzer amerikanischen Ausmaßes hoffentlich erspart bleiben, so werden doch manche der drüben gemachten Neuerungen auch für deutsche Hochhäuser von Vorteil sein. A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

Zuschriften an die Schriftleitung.

In Heft 10 des „Stahlbau" beschreibt Ing. Ettore Gentilomo, Wien, einen geschweißten Stahlgroßbehälter, ausgeführt von der Waagner-Biró A.-G. in Wien. Es heißt u. a.: „Es sind zur Verbindung von Blechen bis 17 mm Dicke, wobei starke, in mehreren Lagen aufgetragene Schweißraupen erforderlich sind, nicht umhüllte oder nur schwach umhüllte Elektroden den stark umhüllten vorzuziehen."

Die Forderung, die bei dieser Schweißarbeit an das Schweißmaterial gestellt wird, ist, wie die vorgenommenen Versuche zeigen, so hoch, daß die gebrauchte Elektrode nicht imstande ist, eine gewöhnliche V- oder X-Schweißung zuzulassen; man muß, um der Bruchfestigkeit des Mutterwerkstoffes nahezukommen, eine unvorteilhafte Laschenkonstruktion heranführen. Meine Bedenken gegen diese Art Konstruktion sind folgende:

A. Von vornherein soll man dem Mutterwerkstoff ein Schweißmaterial anpassen, das nahezu die gleichen Eigenschaften bezüglich Zugfestigkeit und Dehnung aufweist: Elektroden mit 40 bis 45 (und höher) kg/mm² Zugfestigkeit und z. B. 20 % Dehnung sind seit einigen Jahren erhältlich; wenn man über Schweißer verfügt, die mit diesem Material zu arbeiten verstehen, können diese Zahlen ohne weiteres erreicht werden; überhaupt sollten bei dem Konstruktionsbau vorschriftsgemäß nur hochwertige Elektroden gebraucht werden. Material, das minderwertiger ist als der Mutterwerkstoff (wie im vorliegenden Falle), kann nie zu einer guten Schweißung führen; besonders die Übergangszone bildet die gefährliche Stelle, was übrigens leicht zu verstehen ist, wenn man die Struktur der blanken Drahtschweißung mikroskopisch untersucht: diese ist grobkörnig und zeigt deutlich die Eigenschaften einer Gußeisenstruktur; dagegen ist das Schweißmaterial der guten umhüllten Elektrode feinkörnig und in vielen Fällen noch feiner als ein guter Flußstahl.

Die Materialdicke spielt keine Rolle in bezug auf den Gebrauch von nackten oder umhüllten Elektroden; weil die nicht umhüllten den genannten Anforderungen nicht genügen, sollen eben nur umhüllte verwendet werden; die sich bildende Schlacke auf den Raupen ist ein Vorteil; das Entfernen dieser Schlacke muß man eben in Kauf nehmen!

B. Die Kehlnähte, die bei der Laschenverbindung entstehen, sind unvorteilhaft wegen ihrer Formbrüchigkeit; sie bedingen eine Elektrode, die eine sehr dehnbare Schweißnaht ergibt; wenn aber eine solche Elektrode Verwendung finden sollte, wäre die ganze Laschenkonstruktion überflüssig!

C. Die Kosten-Vermehrung ist meiner Ansicht nach ohne weiteres klar, auch wenn man den Mehrpreis der umhüllten Elektrode dem blanken Draht gegenüber in Betracht zieht, wozu noch kommt, daß außerdem horizontale Laschen angebracht wurden!

Komplizierte Berechnungen sind bei einfacher Stumpfschweißung, welche bei Verwendung von guten Elektroden durchgeführt werden kann, nicht notwendig; auch kann man ohne weiteres Biegungsspannungen in der Schweißnaht zulassen, d.h. die Stumpfschweißung zwischen Behälterboden und Mantel ist ohne weiteres durchzuführen.

Man kann — solange es immer noch nicht bei der geschweißten Konstruktion üblich ist, ein Schweißmaterial zu gebrauchen, das dem Mutterwerkstoff bezüglich der Bruchspannung und Bruchdehnung ähnlich ist — nicht ohne weiteres von „geschweißten Konstruktionen" reden; die Ausführung wird immer abhängig sein vom gebrauchten Schweißmaterial:

Komplizierte, schweißtechnisch nicht schöne Ausführung:
minderwertige Elektrode.

Einfache, schweißtechnisch schöne Ausführung:
hochwertige Elektrode.

Nebenbei möchte ich noch bemerken, daß ich der Art und Weise, wie die Versuchsstäbe angefertigt waren, nicht ganz beistimmen kann. Unbearbeitete Proben können keinen richtigen Aufschluß über die Schweißung geben. Wenn die Eigenschaften des Schweißmaterials bekannt sind (Zug- und Schubfestigkeit, Dehnung mittels Probestäbe, wovon ein genügender Teil aus reinem Schweißmaterial bestehen soll), können die vorkommenden Schweißnähte berechnet werden.

Das Anfertigen von Proben ist ein Spezialfach, das mit der praktischen Schweißarbeit eigentlich nichts zu tun hat: diejenigen Schweißer, die die eigentliche Schweißarbeit ausführen, haben den Beweis zu liefern, daß sie einen gewissen Prozentsatz vom besten Resultat erreichen können.

Mit dieser Tatsache ist in der Praxis zu rechnen, d. h. das Schweißmaterial muß hochwertig sein, damit die Schweißung auch in ungünstigen Fällen den gestellten Anforderungen noch genügt.

Amsterdam. J. W. Kloppers, El.-Ing.

Erwiderung.

Soweit sich aus der unklaren Fassung vorstehender Zuschrift ableiten läßt, vertritt Ing. Kloppers Ansichten, für welche er den Beweis schuldig bleibt und die keineswegs zutreffend sind.

Unbestritten bleibt, daß in Fällen, in welchen an die Schweißung außergewöhnliche Anforderungen gestellt werden, ein Schweißmaterial gewählt werden muß, dessen Zugfestigkeit sich jener des Muttermaterials möglichst nähert. Es ist auch allgemein bekannt, daß gegenwärtig Elektroden auf dem Markt zu finden sind, welche Schweißungen mit einer Festigkeit von 44 bis 50 kg/mm² ergeben. Diese sind jedoch theoretische Werte, welche nur fallweise erreicht werden können. Die innerhalb weiter Grenzen sich bewegende Streuung der Festigkeit von Nähten, welche mit gleichem Elektrodenmaterial und unter gleichen Bedingungen hergestellt sind, ist durch zahlreiche, von den verschiedensten Stellen durchgeführte Versuche erwiesen. Hierin bilden auch die Laboratoriumsversuche keine Ausnahme. Um so weniger kann erwartet werden, daß auch mit den besten Elektroden sämtliche, mehrere hundert Meter zählende Schweißnähte eines Bauwerkes die gleiche Festigkeit aufweisen.

Der Ansicht, daß eine einfache V- oder X-Schweißung ausgereicht hätte, steht nicht nur diese Tatsache entgegen, sondern auch der Umstand, daß bei einem Bauwerke, welches der behördlichen Bauaufsicht unterliegt, bestimmte Berechnungsvorschriften zu berücksichtigen sind.

Nach der DIN 4100, welche mangels eigener Vorschriften auch in Österreich maßgebend ist, sind zwei Forderungen zu erfüllen:

a) Als Dicke der Schweißnaht darf nur die Dicke der zu verbindenden Teile, bei verschiedener Dicke die kleinere in die Rechnung eingeführt werden.

b) Für die Spannung der Schweißnaht ist das 0,6fache der für den zu verschweißenden Werkstoff zulässigen Spannung zugelassen. Dieser Wert gilt für St 37; für einen Stahl höherer Festigkeit dürfte dieser Koeffizient schwerlich höher angesetzt werden können.

Die für den Bau des Melassebehälters verwendeten Bleche hatten eine Festigkeit von rund 49 kg/mm². Sollte eine einfache Stumpfschweißung angewendet werden, so hätte zur Einhaltung der Vorschriften eine Elektrode mit mindestens 49 kg Zugfestigkeit nicht genügt, sondern sie hätte eine Schweißnaht mit einer Festigkeit von $49 : 0,6 = 82$ kg/mm² gewährleisten müssen. Eine Elektrode mit einer auch nur annähernd ähnlichen Festigkeit und einer gleichzeitigen Dehnung von mindestens 20 % gibt es nicht.

Nach den angezogenen „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten" hat jeder Schweißer den Beweis zu erbringen, daß er imstande ist, mit einem Draht von 37 kg/mm² eine Schweißung von 25 kg/mm² Bruchfestigkeit herzustellen. Die Vorschriften tragen eben der bereits erwähnten Streuung Rechnung. Bei Verwendung eines Drahtes von 44 kg/mm² errechnet sich verhältnismäßig eine Bruchfestigkeit von 30 kg/mm², welche ein guter Schweißer nicht unterschreiten darf. Die Versuchsreihen 2 und 3[1]), beide aus stumpf geschweißten Blechen geschnitten, haben Bruchfestigkeiten von 30,2 bis 40,8 kg/mm² ergeben, was für die Güte des verwendeten Drahtes wie auch für die Güte der Schweißung spricht.

Die Stumpfnaht wird erst dann vermehrte Anwendung finden können, wenn nach Vervollkommnung des Verfahrens und auf Grund weiterer Versuche die Vorschriften eine Erleichterung der Berechnungen zulassen werden. In diesem Zusammenhange sei auf die neueren in Dresden durchgeführten Versuche[2]) hingewiesen, auf Grund welcher festgestellt

[1]) „Der Stahlbau" 1931, Heft 10, S. 117.

[2]) „Der Stahlbau" 1931, Heft 12, S. 133 bis 144.

Abb. 1.
Schweißung mit blanker Elektrode.
Brinellhärte der Schweiße (*e*) 157.

Abb. 2.
Schweißung mit umhüllter Elektrode.
Brinellhärte der Schweiße (*e*) 142.

wurde, daß bei voll ausgenutzten reinen Druckstäben der Stoß mit V- und X-Nähten allein nicht möglich ist, solange die zulässige Druckbeanspruchung der Schweißnaht nicht wesentlich erhöht wird. Was für Druckstäbe gilt, gilt im erhöhten Maße für Zugstäbe. Ob sich aber bei letzteren eine Erhöhung empfehlen wird, ist noch abzuwarten.

Weiterhin haben die Dresdener Versuche ergeben, daß richtig ausgeführte Schweißverbindungen mit V- und X-Nähten der Festigkeit des ungestoßenen Trägerprofiles sehr nahe kommen. Eine völlige Übereinstimmung der Naht und des Muttermaterials, wie sie bei dem Melassebehälter verlangt werden mußte, ist somit überhaupt nicht erreichbar. Die Anwendung von Längslaschen war nach dem Vorgesagten nicht zu vermeiden.

Der Ansicht, daß mit umhüllten Elektroden weit bessere Ergebnisse zu erzielen gewesen wären, kann ebenfalls nicht beigepflichtet werden. Die vorgenommenen Versuche haben das Gegenteil bewiesen.

Desgleichen kann von einer Verschiedenheit der Übergangszonen einer mit umhüllten und einer mit blanken Elektroden hergestellten Naht keine Rede sein. Die Abb. 1 u. 2 stellen eine 175fache Vergrößerung der vier deutlich erkennbaren Übergangszonen vom Muttermaterial bis zur Schweiße dar, welche nach Ätzung mit alkoholischer Pikrinsäure aufgenommen wurden. Die Schliffe sind aus stumpf geschweißten, 17 mm starken Blechen entnommen.

Abb. 1 gibt das Mikrogefüge der mit blanker Elektrode erzielten Schweiße, Abb. 2 das Gefüge der gleichen Zonen einer mit umhüllter Elektrode ausgeführten Schweiße. Nach den auftretenden Merkmalen sind zu unterscheiden:

a) eine unbeeinflußt gebliebene Zone (Muttermaterial);
b) eine wenig beeinflußte Zone, die noch die Zellenstruktur des Grundwerkstoffes beibehalten hat;
c) eine bei 800 bis 900 ° normal geglühte Zone;
d) eine überhitzte Zone, die unmittelbar in die schmelzflüssig gewordene Schweiße übergeht;
e) die eigentliche Schweiße.

Die Gefügeänderungen b) bis d) erfährt der Grundwerkstoff bei jeder Art von Schweißung und sie sind unabhängig von der Gattung der Elektrode.

Aus den Abbildungen sind folgende Schlüsse zu ziehen. Die Schweiße aus umhülltem Draht läßt im allgemeinen eine etwas regelmäßigere Ausbildung des Ferritkornes erkennen, welche auf die Verzögerung der Wärmeableitung durch die auf der Schweiße befindliche Schlacke zurückzuführen ist. Die Blechstärke spielt hierbei, entgegen der Ansicht von Ing. Kloppers, insofern eine Rolle, als starke Bleche die Wärme rascher ableiten und eine größere Schreckwirkung auf die Schweiße ausüben als dünne Bleche. Aus diesem Grunde macht sich, wie die mikroskopische Untersuchung bewiesen hat, der Einfluß der Ummantelung des Drahtes auf die Gefügeausbildung der Schweiße nicht mehr oder in einem verschwindend kleinen Maße bemerkbar. Die etwas regelmäßigere Ausbildung des Ferritkornes in der aus umhülltem Draht hergestellten Schweiße läßt im allgemeinen auf eine etwas größere Zähigkeit schließen; die Schweiße aus blankem Draht besitzt in der Regel eine größere Härte. Mit zunehmender Blechstärke steigt auch die Härte der Schweiße aus umhülltem Draht infolge stärkerer Schreckwirkung des Bleches, und der Gefügeunterschied verschwindet mehr und mehr.

Die von Ing. Kloppers als gefährliche Stelle bezeichnete Übergangszone (b bis d) zeigt in beiden Fällen eine vollkommene Übereinstimmung. Es ist nicht richtig, daß diese Zone bei Anwendung blanker Elektroden grobkörnig ist und Eigenschaften des Gußeisens aufweist. Die mikroskopische Untersuchung beweist gerade das Gegenteil, was auch ohne weiteres einleuchtet, da ja beim Schweißen eine Entkohlung stattfindet.

Umhüllte Elektroden sind für bestimmte Zwecke nicht zu entbehren. Der von ihnen gebotene Vorteil wird für die Wahl der Elektroden dann von entscheidender Bedeutung sein, wenn unter dem Schutze der Schlackendecke wirklich eine Verbesserung des Gefüges erzielbar ist. Bei dicken Blechen ist dies aber nach dem Vorgesagten nicht der Fall, und dem Ausbleiben eines merklichen Vorteiles steht der schwere Nachteil der großen Schlackenmenge gegenüber, welche bei Schweißungen in mehreren Lagen schwer zu entfernen und jedenfalls mit einem Mehraufwand an Kosten verbunden ist.

Jurczyk kommt in seinem Aufsatz „Geschweißte Hochdruckbehälter und Armaturen"[3]) zur Schlußfolgerung, daß „die den umhüllten Elektroden nachgerühmten Eigenschaften sich in mehrjähriger Erfahrung kaum bestätigt haben". Zu der gleichen Ansicht ist man auch anderweitig gekommen.

In meinem Aufsatz: „Ein geschweißter Stahlgroßbehälter" habe ich schon die Gründe ausführlich aufgezählt, welche zu einer über das gewohnte Maß hinausgehenden Vorsicht geraten haben. Solange sich die Elektroden-Erzeuger nicht entschließen, die dem Bauausführenden aufgebürdeten Haftungen vollständig auf sich zu nehmen — was wohl niemals der Fall sein wird, insbesondere wenn es sich um sehr bedeutende Werte handelt —, ist es Sache des Bauausführenden, die ihm gut dünkenden Maßnahmen zur Verhütung eines Unfalles zu treffen, auch auf die Gefahr hin, daß die Ausführung als kompliziert und unschön bezeichnet wird. Der Schweißung ist mit einem geringen Mehraufwand an Kosten viel mehr gedient als mit einem Mißerfolg.

Wien. Direktor Ing. E. Gentilomo.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

[3]) Z. d. VdI 1931, S. 862.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 16. Oktober 1931 | Heft 21

Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Bernhard.

Einige in letzter Zeit im Schrifttum veröffentlichte Abhandlungen geben zu nachfolgenden Ergänzungen Veranlassung.

Es sollen dabei die Widersprüche, welche in der Berechnung von räumlichen Fachwerken zwischen Theorie und Praxis auftreten, aufgeklärt und auf die Bedeutung der bei der Berechnung erforderlichen Annahmen hingewiesen werden.

Eine Berechnung der Verwindung von Raumfachwerken infolge einseitiger Belastung führt zu unrichtigen Ergebnissen, sobald man die Verformungen allein unter der Annahme von Längenänderungen der Gurtungen betrachtet. Die Gurtungen nehmen theoretisch in vielen Fällen überhaupt keine Verwindungsspannungen auf, sondern die Schrägen übertragen fast allein alle Verwindungskräfte. Auch ergeben die keineswegs gelenkig anzunehmenden Querträgeranschlüsse statische Verhältnisse, die bei Verwindungsvorgängen nicht vernachlässigt werden dürfen.

Nimmt man etwa nur an, daß infolge einseitiger Belastung der Hauptträgeruntergurt auf der Seite des belasteten Fahrbahnstreifens größere Beanspruchungen und mithin auch größere Dehnungen als der Untergurt des anderen Hauptträgers erhält, so könnte daraus auf eine Auslenkung des unteren Waagerechtverbandes nach der Seite des belasteten Fahrbahnstreifens geschlossen werden[1] (Abb. 1). Für die Obergurte ergäbe sich das Umgekehrte, also eine Auslenkung des oberen Waagerechtverbandes vom belasteten Fahrbahnstreifen fort. Es müßte sich bei einem mittleren Brückenquerrahmen demnach bei einseitiger Belastung die in Abb. 1 dargestellte Verschiebung einstellen.

Es hat sich jedoch gezeigt, daß eine waagerechte Verschiebung des Untergurtes nach der Seite des belasteten Fahrbahnstreifens nicht eintritt, sondern im Gegenteil eine Auslenkung nach der Seite des unbelasteten Fahrbahnstreifens erfolgt.[2])

Eine einfache Erklärung dafür ist folgende: Denkt man sich für einen Brückenquerrahmen den einseitigen Belastungszustand (Abb. 2) durch Hinzufügen von zwei entgegengesetzt gerichteten, gleich großen Kräften in Brückenmitte in zwei Einzelzustände zerlegt, so erkennt man, daß Zustand I (Abb. 3) nur eine lotrechte Verschiebung, Zustand II (Abb. 4) bei Annahme biegungsfester Ecken und Stäbe (starre Scheibe oder steifer Vollrahmen) eine Verdrehung im Sinne der außermittigen Last durch das Moment $P\,a$ hervorrufen würde.

Abb. 1. Eckanschlüsse gelenkig. Feste Lager starr. — Abb. 2. — Abb. 3. Belastungszustand I. — Abb. 4. Belastungszustand II. Eckanschlüsse und Stäbe starr. — Abb. 5. Eckanschlüsse gelenkig. Feste Lager nachgiebig.

Abb. 1 bis 5. Verformungsvorgänge eines Viergurtträger-Querrahmens bei einseitiger Belastung (Schema). Verformung der Einzelstäbe vernachlässigt.

Abb. 6. Viergurtträgerbrücke. Waagerechte Einspannung an den festen Lagern in der Ebene des unteren Windverbandes.

Abb. 7. Dreigurtträger. Waagerechte Einspannung an den festen Lagern in der Ebene des Windverbandes.

Infolge des Belastungszustandes I (Abb. 3) treten in den Gurten beider Hauptträger nur gleich große Spannungen auf, da die Brücke symmetrisch belastet wird. Ist ein Raumfachwerk dagegen allein durch ein Drehmoment entsprechend Belastungszustand II (Abb. 4) beansprucht, so können unter Voraussetzung gelenkiger Knotenpunktanschlüsse in den Hauptträgerebenen die Gurtspannungen sogar Null werden. Die Beanspruchungen in den Gurten zweier benachbarter, in aufeinander winkelrecht stehenden Ebenen liegender Tragwände heben sich bei Belastung allein durch ein Drehmoment ganz oder jedenfalls zum größten Teil auf, da einmal derselbe Stab statisch als Obergurt, das andere Mal als Untergurt der anstoßenden Tragwände wirkt.

Es zeigt sich also, daß die Gurtungen unter Umständen bei einseitiger Belastung auch bei gewöhnlichen Viergurtbrücken annähernd gleiche Spannungen aufweisen können, obgleich ihre lotrechten Durchbiegungen verschieden groß sind.

Belastungszustand I (Abbild. 3) und II (Abb. 4) ergeben zusammen den wirklichen Endzustand, wobei die Biegelinien der Einzelstäbe sich bei allen Raumfachwerken diesen Verformungen überlagern, ohne jedoch die Verschiebung der Eckpunkte wesentlich zu beeinflussen.[2])

Das Maß der Verdrehung ist in erster Linie von der Verwindungssteifigkeit der Brücke abhängig. Ein Verdrehungsmoment M ruft in den Knotenpunkten Kräfte R (Abb. 4) hervor, die man in die Ebenen der einzelnen Tragwände zerlegen kann. Aus der Nachgiebigkeit der einzelnen Fachwerkscheiben läßt sich dann ziemlich einfach und auch genügend genau ihre Verdrehung und mithin Beanspruchung berechnen.[2])

Fällt die Voraussetzung einer Einspannung, z. B. durch die Querträger und oberen Querriegel (Abb. 5), fort, so stellt der Brückenquerschnitt ein Gelenkviereck dar, und das Moment $P\,a$ kann die beiden Hauptträger nur parallel verschieben. Eine Beanspruchung der Flachverbände tritt dabei nicht nennenswert ein, so daß die Annahme einer Einspannung in der unteren Windverbandebene an den festen Auflagern entsprechend Abb. 6 erforderlich wird, um Spannungen in den waagerechten Verbänden überhaupt rechnerisch nachweisen zu können.[3])

Die Lagerung irgendeines räumlichen Fachwerks nach Abb. 6 u. 7 entspricht zwar den allgemein üblichen, theoretischen Annahmen; die waagerechte Einspannung an den festen Auflagern in der Windverbandebene führt aber gleichfalls zu Widersprüchen. Jede einseitige Belastung äußert sich dann als Kräftepaar $H\,b$. Die Kraft H müßte also

[1]) W. Bergfelder, Über den Einfluß der senkrecht wirkenden Verkehrsbelastung auf die waagerechten Verbände eiserner Balkenbrücken. Dissertation, Technische Hochschule Aachen. 1928.

[2]) R. Bernhard, Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken. Der Stahlbau, Heft 8, Jahrg. 1930.

[3]) R. Bernhard, Beitrag zur Berechnung tonnenförmiger Windverbände bei versteiften Dreigelenk-Stabbögen eiserner Brücken. Dissertation, Technische Hochschule Berlin. 1922.

Zusammenstellung I.
Lotrechte Durchbiegungen. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Hauptträgerknotenpunkte 1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	6 cm	7 cm	8 cm	9 cm	10 cm	Querträger 23 cm	24 cm	25 cm	26 cm	27 cm
2	*B*	0,36	0,22	0,50		0,23		0,36	0,35	0,27	Bleibende Durchbiegung					
5	*U*	1,00	1,96	1,71	1,51	0,63	1,46	2,31	2,91	2,67	1,47					
6	*B*	2,51	4,64	4,79	4,21	1,98	2,46	4,31	4,74	4,49	2,39					
7	*O*	1,68	2,90	3,35	2,57	1,30	1,05	2,00	2,31	2,24	1,11					
8	*O*	1,50	2,62	2,72	2,32	1,05	0,97	1,88	2,10		1,05					
9	*B*	2,51	4,68	4,88	4,24	2,01	2,40	4,38	4,80		2,42					
10	*U*	1,15	2,17	2,51	1,84	0,85	1,51	1,97	3,13		1,58					
11	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	2,45	2,90	2,85	2,55	2,24
12	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	4,42	5,41	5,55	5,50	5,16
13	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	1,70	2,67	2,95	3,12	3,10
14	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	1,57	2,57	2,90	3,01	3,03
15	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	4,36	5,35	5,52	5,43	5,13
16	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	2,23	2,77	2,64	2,40	2,03

Bemerkung: *B* = beide Gleise belastet; *O* = Oberstrom belastet; *U* = Unterstrom belastet.

Zusammenstellung II.
Seitliche Ausbiegung und Nachgeben der Lager. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Hauptträger (Untergurt) 11 cm	12 cm	13 cm	14 cm	15 cm	Feste Lager 19 cm	20 cm	Bewegl. Lager 21 cm	22 cm	Obergurtknotenpunkte 1 cm	2 cm	2' cm	1' cm	Schrägen 28 cm	40 cm
2	*B*	+ 0,31 0,03*)	+ 0,58 0,16	+ 0,55 0,12	+ 0,29 – 0,08	— 0,08 0,04	+ 0,17 0,05	+ 0,13 0,03	+ 0,15 – 0,03	+ 0,12 – 0,03	0,0	0,0	0,0	0,0		
3	*B*	+ 0,32 0,03*)	+ 0,48 0,06	+ 0,52 0,10	+ 0,23 0,03	— 0,11 0,03	+ 0,18	+ 0,14	+ 0,08 0,01	+ 0,12 0,05	0,0	0,0	0,0	0,0		
5	*U*	— 0,02	± 0	— 0,04	— 0,07	— 0,14	+ 0,07	+ 0,08		+ 0,07	+ 1,0	+ 0,75	+ 0,75	+ 0,5		
6	*B*	+ 0,28	+ 0,47	+ 0,44	+ 0,22	— 0,10	+ 0,17	+ 0,14	+ 0,16	+ 0,15	0,0	0,0	+ 0,25	0,0		
7	*O*	+ 0,28	+ 0,45	+ 0,46	+ 0,29	+ 0,04	+ 0,12	+ 0,07	+ 0,05	+ 0,05		— 0,75	— 0,5	— 0,5		
8	*O*	+ 0,23	+ 0,36	+ 0,38	+ 0,24	+ 0,01	+ 0,11	+ 0,06	+ 0,09	+ 0,03	0,0	— 0,5	— 0,5	— 0,5		
9	*B*	+ 0,30	+ 0,48	+ 0,40	+ 0,25	— 0,07	+ 0,17	+ 0,13	+ 0,18	+ 0,14	0,0	0,0	+ 0,25	0,0		
10	*U*	+ 0,06	+ 0,08	+ 0,08	— 0,06	— 0,12	+ 0,09	+ 0,09	+ 0,10	+ 0,08	+ 0,25	+ 0,25	+ 1,0	+ 0,5		
11	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,15	
12	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,15	
13	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,05	
14	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,05	
15	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,20	
16	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,20	
17	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,05
18	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,3
19	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,45
20	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,2
21	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,2
22	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,1

Bemerkung: *B* = beide Gleise belastet; *O* = Oberstrom belastet; *U* = Unterstrom belastet. — *) Bleibende Ausbiegung.

Zusammenstellung III.
Winkelverdrehungen. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Querträger 23	24	25	26	27	Schräge D 6 30	31	32	33	34	35	Bemerkungen
11	*U*	— 4	— 130	— 138	— 180	— 166							Werte in Teilstrichen 1 Teilstrich = 1,18 sek
12	*B*	+ 259	+ 74	+ 5	— 26	— 141							
13	*O*	+ 161	+ 188	+ 122	+ 146	+ 13							
14	*O*	+ 164	+ 190	+ 137	+ 142	+ 8							
15	*B*	+ 259	+ 80	+ 22	— 25	— 138							
16	*U*	— 13	— 129	— 141	— 182	— 150							
17	*U*	.	.	.	.	.	+ 40	+ 75	+ 130	+ 176	+ 148	+ 109	
18	*B*	.	.	.	.	.	— 140	— 23	+ 20	+ 66	+ 65	+ 15	
19	*O*	.	.	.	.	.	— 165	— 98	— 84	— 63	— 80	— 89	
20	*O*	.	.	.	.	.	— 165	— 102	— 81	— 71	— 73	— 91	
21	*B*	.	.	.	.	.	— 125	— 30	+ 23	+ 61	+ 68	+ 19	
22	*U*	.	.	.	.	.	+ 55	+ 95	+ 147	+ 165	+ 158	+ 113	

Bemerkung: *B* = beide Gleise belastet; *O* = Oberstrom belastet; *U* = Unterstrom belastet.

vom festen Lager aufgenommen werden können. Bei langen schmalen Brücken ergibt die Berechnung unter dieser Annahme waagerechte Kräfte von mehreren hundert Tonnen.[1]) Berücksichtigt man die Nachgiebigkeit der Widerlager und ein stets vorhandenes, kleines Spiel in den Gelenken jedes festen Lagers, so erkennt man, daß eine Einspannung in waagerechter Ebene zum mindesten sehr wenig wirksam sein wird; im übrigen könnte eine so große waagerechte Kraft von den Auflagern auch kaum aufgenommen werden. — Die unter Bem. [2]) genannte Abhandlung kann nunmehr in bezug auf Dreigurtbrücken (Abb. 8) ergänzt werden. Die obigen Betrachtungen für gewöhnliche Viergurtbrücken treffen auch hier im großen und ganzen zu, wie die an der zweigleisigen Eisenbahn-Dreigurtbrücke von 78 m Spannweite bei Düren durchgeführten Messungen ergeben haben.

In den Zusammenstellungen I, II, III und IV ist ein Teil der Meßergebnisse, und zwar die lotrechten und waagerechten Durchbiegungen, Winkel-

Zusammenstellung IV.

Spannungsmessungen. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Querträger 23	24	25	26	27	Schräge D 6: 29 / 1	29 / 2	29 / 3	29 / 4	32	33 (innen)	34	Schotte 36	Obergurt 37	Untergurt 38	39
		kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
11	*U*	+ 34	+ 94	+ 30		— 40	+ 210	+ 211	+ 93	+ 74							
12	*B*	— 60	+ 156	+ 100	+ 152	— 40	+ 310	+ 301	+ 110	+ 100							
13	*O*	— 51	+ 50		+ 108	+ 20	+ 127	+ 134	+ 47	+ 45							
14	*O*	— 40	+ 20	+ 70	+ 108	+ 40	+ 127	+ 128	+ 47	+ 36							
15	*B*	— 54	+ 148	+ 180	+ 144	— 40	+ 310	+ 308	+ 116	+ 99							
16	*U*	+ 9	+ 84	+ 110	+ 62	— 70	+ 213	+ 200	+ 89	+ 78							
17	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 115	+ 110	+ 111	— 14	— 550	+ 190	+ 214
18	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 145	+ 158	+ 166	— 42	— 750	+ 390	+ 396
19	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 65	+ 70	+ 79	— 36	— 400	+ 204	+ 226
20	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 50	+ 68	+ 88	— 10	— 320	+ 200	+ 226
21	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 145	+ 153	+ 180	— 18	— 710	+ 410	+ 438
22	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 115	+ 118	+ 135	— 7	— 300	+ 240	+ 240

Bemerkung: B = beide Gleise belastet; O = Oberstrom belastet; U = Unterstrom belastet.

verdrehungen sowie Spannungen für einen mittleren Querträger mit anschließender Schräge wiedergegeben. Die Werte beziehen sich auf ein- und zweiseitige Belastungen. Abb. 8 zeigt die sich aus diesen Zahlen ergebenden Verformungen.

Bei einseitiger Belastung tritt auch bei einer Dreigurtbrücke eine Schrägstellung (Verwindung) ein (Abb. 8). Trotz verschieden großer Durchbiegung der beiden Untergurte bleiben jedoch die Spannungen in den Untergurten der beiden Hauptträger bei einseitiger Belastung in jedem Fall annähernd gleich groß.[4] [5]) Die Spannungen in den Schrägen werden dagegen infolge einseitiger Belastung bei beiden Brückentragwerken (Viergurt- und Dreigurtbrücken) verschieden groß.

Bei einer Dreigurtbrücke [6]) wird ein sehr steifer Brückenquerschnitt (Dreieck) erzielt.

Aus obigen Ausführungen geht jedoch hervor, daß man nicht allgemein behaupten kann, daß die Verwindungssteifigkeit (Abb. 9) und mithin Torsionseigenschwingungszahl (Abb. 10) bei Dreigurtbrücken größer als bei Viergurtbrücken ist. In Abb. 9 u. 10 sind die Werte, die sich bei der Dreigurtbrücke in Düren ergeben haben, mit den üblichen Viergurtbrücken verglichen worden. Die Verwindungskräfte bei Viergurtbrücken können

Abb. 8. Verformung des Querträgers zwischen den Knotenpunkten 3 u. 8 und der anschließenden Schrägen. Dreigurtbrücke über die Rur bei Düren.

[4]) R. Tils, Der Dreigurtträger. Dissertation, Technische Hochschule Berlin. 1927.

[5]) R. Tils, Eisenbahn-Dreigurtbrücke bei Düren. Die Bautechnik, Heft 6 u. 8, Jahrg. 1931.

[6]) W. Bergfelder, Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger. Der Stahlbau, Heft 17, Jahrg. 1930.

Abb. 9. Abhängigkeit zwischen Verwindungssteifigkeit (Steifigkeitsfaktor) und Stützweite.

Abb. 10. Brückeneigenschwingungen. Abhängigkeit zwischen Schwingungszahl und Stützweite.

von vier Schrägen eines räumlichen Feldes, nämlich den vier Fachwerkscheiben (2 Hauptträger und 2 Flachverbände), bei Dreigurtbrücken von nur drei Schrägen (2 Hauptträger und 1 Flachverband) aufgenommen werden.

Die Seitensteifigkeit einer Dreigurtbrücke und mithin die Waagerechteigenschwingungszahl (Abb. 10) ist jedoch infolge Anteilnahme der beiden schräg gestellten Hauptträger größer als bei einem Viergurtüberbau.

Diese Überlegungen sind nicht nur durch theoretische Berechnungen, sondern auch durch eine große Zahl von praktisch durchgeführten Messungen an Eisenbahnbrücken und auch an Modellversuchen wiederholt bestätigt worden.

Transportbandbrücken aus Stahl.

Von Oberingenieur **Rudolf Ulbricht**, Düsseldorf-Benrath.

Die durch die große wirtschaftliche Not erzwungene Rationalisierung der Betriebe erforderte vor allen Dingen beim Transport von Massengütern Anpassung an die neuen Verhältnisse. In der Aufbereitung für Kohlen hat die Ausführung neuer und zweckmäßiger Transportanlagen zur Verbilligung der Produktion geführt. Als Transportmittel werden hierbei meist Förderbänder angewandt, welche von leichten Stahlbrücken getragen werden. Die Ausführung dieser Brücken in Stahl ermöglicht es, sich den oft schwierigen Verhältnissen ohne Sonderkosten anzupassen und große Stützweiten und Höhen zu überwinden.

Von der Flender Akt.-Ges. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Düsseldorf-Benrath wurde in den letzten Jahren eine Reihe solcher Bauwerke ausgeführt. Einige von ihnen sind nachstehend in ihren Sonderheiten kurz beschrieben. Die Angaben können beim Entwurf neuer Anlagen manchen Hinweis bieten. Zu diesem Zwecke sind die Belastungen und Eigengewichte der Brücken und Stützen nach einem einheitlichen Schema zusammengestellt. Die Anlagen sind mit den Nummern I, II, III, IV, V und Va bezeichnet.

Abb. 2. Stahlkonstruktion der Brücke I, fertig aufgestellt.

Transportbrücke I.

Die Brücke verbindet Fabrikations- und Lagerraum und führt in einer Länge von 84,92 m über Stützen und Gebäude. Ansicht und Querschnitte zeigt die Abb. 1.

Lasten und Gewichte gibt Tafel I an.

Nach Aufstellung der Stützen wurden die Brücken fertig zusammengebaut, hochgezogen und auf die Auflager abgesetzt. Die Verkleidung der Wände ist, wie aus dem Querschnitt zu ersehen, außen vorgesetzt. In der Seitenansicht zeigt die Brücke von außen nur Gurte und Pfosten aus Stahl und in gut abgewogener Verteilung Fenster und Füllmaterial der Wand. Abb. 2 läßt die fertige Konstruktion vor Einbau der Decken und Wände gut erkennen.

Abb. 4. Im Vordergrund Brücke II; im Hintergrund Brücke V.

Transportbrücke II.

Von dieser zeigt Abb. 3 die Übersicht und Ansicht, und Tafel II gibt Lasten und Gewichte an. Die einseitige Ausbildung der Stützen ist durch einen vorhandenen Tiefbunker bedingt. Die Brücken sind auch hier nach Aufstellung der Stützen im ganzen hochgezogen worden. Das Gebäude hat 18,5 $\times$ 32 m Grundfläche und eine größte Höhe von 28 m. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 37 kg/m³ umbauten Raumes. Gebäude und Brücke sind aus Abb. 4 zu ersehen.

Transportbrücke III.

Die Anlage ist ähnlich wie die vorbeschriebene. Aus Abb. 5 u. 6 sind Gesamtlage und Querschnitte zu ersehen. Tafel III gibt Aufschluß über die Lasten und Gewichte. Die Eckstation umschließt einen umbauten Raum von 3575 m³. Das Gewicht dieser Stahlkonstruktion beträgt 31 kg/m³. Bei dieser Anlage wurden die Brücken in Einzelteilen montiert, und zwar zuerst die beiden Hauptträger, dann Fahrbahn, Verbände und Dachkonstruktion.

Transportbrücke IV.

Aus Abb. 7 ist die Gesamtanordnung ersichtlich; Abb. 8 zeigt die Querschnitte; Abb. 9 Rollenlager am Turm, Abb. 10 Stützenfuß mit Verankerung. Lasten und Gewichte gibt Tafel IV an.

Die Brücken wurden unten fertig zusammengebaut und sind im ganzen hochgezogen worden.

Die an den Stützen vorgesehenen Steigeleitern haben sich bereits bei der Aufstellung gut bewährt.

Transportbrücke V und Va.

Abb. 11 zeigt die Gesamtanordnung und Abb. 12 die Querschnitte der Brücke am Pfeiler und in der Mitte. Das bewegliche Auflager ist bei A als Pendel ausgebildet (Abb. 11). Der waagerechte Auflagerdruck aus dem Winddruck auf die Brücke wird durch einen lotrechten Verband innerhalb der Pendelkonstruktion in die unteren lotrechten Verbände des Turmes gebracht.

Die Brücke V ist als Kragträger berechnet und ausgeführt, die Brücke Va als Balken auf zwei Stützen.

Der Eckturm wog je m³ umbauten Raumes 39,8 kg.

Abb. 6.
Querschnitte der Brücke III.

Die Lasten und Gewichte geben die Tafeln V und Va an.

Diese schweren Brücken wurden ebenfalls fertig zusammengebaut in einem Stück hochgezogen.

Auf Abb. 4 ist links oben die Einmündung und Auflagerung der Brücke zu erkennen.

Abb. 1. Übersicht der Brücke I.

Abb. 5. Übersicht der Brücke III.

Abb. 7. Übersicht der Brücke IV.

Abb. 11. Übersicht der Brücken V und Va.

Abb. 3. Übersicht der Brücke II.

Abb. 8. Querschnitte der Brücke IV.

Abb. 9. Bewegliches Auflager der Brücke IV.

Abb. 10. Stützenfuß der Brücke IV.

Bei allen Brücken sind die Stützenanker reichlich lang bemessen, damit bei Bodensenkungen die Stützen gehoben und die Senkungen durch Unterlagen ausgeglichen werden können (Abb. 10).

Die Neigung der Schrägbrücken gegen die Waagerechte beträgt etwa 20°. Sie ist bedingt, um ein Abrutschen des Transportgutes vom Band zu vermeiden. Die waagerechten Windlasten werden durch Windträger, die im Dach und Boden der Brücken vorgesehen sind, nach den Stützen übertragen. Am Ende der Brücken, also über den Stützen, sind Rahmen vorgesehen, die die Auflagerdrücke der Windträger aufnehmen. Die verschiedenen Abbildungen zeigen die Ausführungen.

Alle Brücken haben reichliche Belichtung und gute Entlüftung. Um in den großen Höhen die Reinigung der Fenster und Anstriche bequem vornehmen zu können, sind bei den Brücken Nr. II, III, V und Va an der

Abb. 12. Querschnitte der Brücke V.

Traufe und am Brückenboden Schienen vorgesehen, auf denen die Putzleitern gefahren werden.

Da die Hauptträger meist Zugstreben aufweisen, wurde beim Ausmauern besonders darauf geachtet, daß von beiden Auflagern der einzelnen Brücken das Einbringen des Materials nach der Mitte zu gleichmäßig erfolgte, um zu vermeiden, daß durch einseitige Lasten in den mittleren Streben an Stelle von Zugkräften Druckkräfte auftreten.

Alle Stützen sind in der Richtung der Brückenachse als Pendel ausgebildet. Die festen und beweglichen Auflager der Brücken sind an den anschließenden massiven Bauwerken angeordnet. Der Ausbildung der beweglichen Lager wurde besondere Aufmerksamkeit gewidmet, da durch Bodensenkungen Verschiebungen der Brücken oder Schiefstellungen der Ecktürme usw. erfolgen können, wodurch Zusatzbeanspruchungen auftreten, wenn die Lager nicht genügend Beweglichkeit haben. Ferner hat sich ergeben, daß Temperaturunterschiede auf die großen Längen der im Freien befindlichen Brücken einen nicht mehr zu vernachlässigenden Einfluß haben; es wurde mit ± 40° Temperaturänderung gegenüber der Aufstellungstemperatur von + 10° gerechnet.

Alle Brücken sind seit längerer Zeit in Betrieb und haben zu keinen Anständen Veranlassung gegeben.

Außer den Brücken wurden auch die Überdachungen der Bunker und Kohlengruben, die Eck- und Wendetürme von der Flender Akt.-Ges. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Düsseldorf-Benrath ausgeführt.

Transportbrücke I.

Tafel I.

Größte Stützweite . . . . . . 20,36 m
Größte Beanspruchung . . . . . . 1400 kg/cm² einschließlich Wind

1. Belastungsannahme:

Eindeckung:	Stegzementdielen	60 kg/m²
Wände:	„	60 „
	Fenster	30 „
Fahrbahn:	Holzabdeckung	20 „
Nutzlast neben Transportband		200 „

Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	3,35 (60 + 75) = 450 kg/m
Wände: Stegzementdielen, Fenster	2 · 2,38 · ∼ 55 = 260 „
Fahrbahn	2,70 · 20 ∼ 55 „
Nutzlast neben Transportband, Transportband einschließlich Nutzlast	2,70 · 200 = 540 „
	1305 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 270 „

4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{1305}{270} = \frac{4,85}{1} = \frac{1}{0,206}$$

5. Stützengewicht:

Stütze (1):	Höhe	3,07 m	
	Gewicht	650 kg	
	Gewicht für 1 stgd. m		212 kg
Stütze (2):	Höhe, Gewicht	wie Stütze (1)	
	Gewicht für 1 stgd. m		212 kg
Stütze (3):	Höhe	2,70 m	
	Gewicht	525 kg	
	Gewicht für 1 stgd. m		195 kg.

Transportbrücke II.

Tafel II.

Größte Stützweite . . . . 30,3 m
Größte Beanspruchung . . . . . . 1400 kg/cm² einschließlich Wind

1. Belastungsannahme:

Eindeckung:	Bimsbeton	110 kg/m²
Wände:	1/2 Stein Ziegelmauerwerk	250 „
	Fenster	50 „
Fahrbahn:	Bimsbeton	200 „
Nutzlast neben Transportband		150 „

Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	3,7 (110 + 75) = 690 kg/m
Wände: Mauerwerk	2 · 1,60 · 250 = 800 „
Fenster	2 · 1,20 · 50 = 120 „
Fahrbahn	3,20 · 200 = 640 „
Nutzlast neben Transportband	2 · 1,00 · 150 = 300 „
Transportband einschließlich Nutzlast	560 „
	3110 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 720 „

4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{3110}{720} = \frac{4,32}{1} = \frac{1}{0,232}$$

5. Stützengewicht:

Stütze (1):	Höhe	29,0 m	
	Gewicht	20,3 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		700 kg
Stütze (2):	Höhe	22,3 m	
	Gewicht	13,2 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		600 kg
Stütze (3):	Höhe	15,8 m	
	Gewicht	8,8 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		550 kg
Stütze (4):	Höhe	9,5 m	
	Gewicht	4,3 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		450 kg
Stütze (5):	Höhe	7,5 m	
	Gewicht	3,4 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		450 kg.

Transportbrücke III.

Tafel III.

Größte Stützweite . . . . 33,335 m
Größte Beanspruchung . . . . . . 1400 kg/cm² einschließlich Wind

1. Belastungsannahme:

Eindeckung:	Stegzementdielen	90 kg/m²
Wände:	Mauerwerk, 1/2 Stein	250 „
	Lichtband	50 „
Fahrbahn		200 „
Nutzlast neben Transportband		150 „

Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	4,0 (90 + 75) = 660 kg/m
Wände: Mauerwerk	2 · 1,85 · 250 = 930 „
Fenster	2 · 1,26 · 50 = 125 „
Fahrbahn	320 · 200 = 640 „
Nutzlast neben Transportband	2 · 0,70 · 150 = 210 „
Transportband einschließlich Nutzlast	560 „
	3125 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 750 „

4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{3125}{750} = \frac{4,18}{1} = \frac{1}{0,240}$$

5. Stützengewicht:

Stütze (2):	Höhe	10,7 m	
	Gewicht	3,85 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		360 kg.

Transportbrücke IV.

Tafel IV.

Größte Stützweite . . . . . . 37,675 m
Größte Beanspruchung . . . . . 1000 kg/cm² ohne Schnee und Wind
1200 „ mit „ „ „

1. Belastungsannahme:

Eindeckung:	Stegzementdielen	70 kg/m²
Wände:	Mauerwerk, 1/2 Stein	230 „
	Lichtband	35 „
Fahrbahn:	Stampfbeton	180 „
Nutzlast neben Transportband		100 „

Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	3,50 (70 + 75) = 510 kg/m
Wände: Mauerwerk	2 · 2,90 · 230 = 1340 „
Fenster	2 · 0,84 · 35 ∼ 60 „
Fahrbahn	3,30 · 180 = 595 „
Nutzlast neben Transportband	2 · 1,00 · 100 = 200 „
Transportband einschließlich Nutzlast	200 „
	2905 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 900 „

4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{2905}{900} = \frac{3,25}{1} = \frac{1}{0,308}$$

5. Stützengewicht:

Stütze (1):	Höhe	6,59 m	
	Gewicht	6,5 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		990 kg
Stütze (2):	Höhe	15,77 m	
	Gewicht	9,5 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		600 kg
Stütze (3):	Höhe	27,20 m	
	Gewicht	16,1 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		600 kg.

Transportbrücke V. Tafel V.

Stützweite	42,5 und 23,70 m
Breite	6,00 „
Trägerlänge	69,40 „
Größte Beanspruchung	1000 bis 1100 kg/cm²

1. Belastungsannahme:

Eindeckung: Bimsbeton einschließlich Pappe	130 kg/m²
Wände: ½ Stein Ziegelmauerwerk	250 „
Fenster	35 „
Fahrbahn: Aschenbeton mit Steinschlag und Estrich	220 „
Nutzlast neben Transportband	150 „

Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	(130 + 70) 7,0 = 1400 kg/m
Wände: Mauerwerk, Fenster	2 · 3 · 250 = 1500 „
Fahrbahn	6,0 · 220 = 1320 „
Nutzlast neben Transportband	3 · 1,2 · 150 = 540 „
Transportband einschließlich Nutzlast	2 · 250 = 500 „
	5260 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 1550 „

4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{5260}{1550}=\frac{3{,}4}{1}=\frac{1}{0{,}295}.$$

Tafel Va.

Transportbrücke Va.

Stützweite	22,33 m
Breite	6,00 „
Trägerlänge	23,50 „
Größte Beanspruchung	1000 bis 1100 kg/cm²

1. Belastungsannahme:

Eindeckung: Bimsbeton einschließlich Pappe	130 kg/m²
Wände: ½ Stein Ziegelmauerwerk	250 „
Fenster	35 „
Fahrbahn: Aschenbeton mit Steinschlag und Estrich	220 „
Nutzlast neben Transportband	150 „

Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	(130 + 70) 7,0 = 1400 kg/m
Wände: Mauerwerk, Fenster	2 · 3,0 · 250 = 1500 „
Fahrbahn	6,0 · 220 = 1320 „
Nutzlast neben Transportband	3 · 1,2 · 150 = 540 „
Transportband einschließlich Nutzlast	2 · 250 = 500 „
	5260 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 1040 „

4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{5260}{1040}=\frac{5{,}05}{1}=\frac{1}{0{,}198}$$

5. Stützengewichte:

Stütze (1):	Höhe	8,10 m	
	Gewicht	3,37 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		415 kg
Stütze (2):	Höhe	15,25 m	
	Gewicht	7,03 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		460 kg.

Bemerkungen zur Ausbildung geschweißter Rahmenknoten.

Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, vorgenommenen Bruchversuche mit geschweißten Rahmenecken wurden in der Zeitschrift „Der Stahlbau" 1931, Heft 12, von Dr.-Ing. ehr. Schmuckler besprochen und als aussichtsreich für die Ausbildung der steifen Stahlskelettknoten hingestellt, deren Riegel aus I- oder I P-Profilen und deren Stützen aus einfachen I P-Profilen bestehen. Hierzu seien mir einige Bemerkungen gestattet.

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

Die Steifknoten der Stahlskelettrahmen können zwei-, drei- und vierstäbig sein, je nachdem zwei, drei oder vier Riegel- bzw. Stützenstäbe vom Knoten ausgehen. Betrachtet man zunächst einen dreistäbigen Knoten, der im Rahmen nach Abb. 1 beansprucht ist, wobei die M-Nullpunkte als Stabenden aufgefaßt sind, dann kann der stumpf geschweißte Anschluß des IP-Riegels an die IP-Stütze nicht als statisch einwandfrei gelten, da die Zug- und Druckspannungen im Riegelflansch dicht an der Schweißstelle und in der Schweißnaht selbst nicht in klarer Weise in die Stütze übergehen können; vielmehr werden durch die Nachgiebigkeit der Stützenflansche die Spannungen im Riegelflansch ungleichmäßig, etwa nach Abb. 2, über die Flanschbreite verteilt sein, um in größerem Abstande davon sich rasch auszugleichen. Auch die Spannungsverteilung an der Stütze im Knotenbereich ist alles andere als klar, und man wird nicht behaupten wollen, daß in Abb. 1 die Normalspannungen in Querschnitt 1 und 2 genau den daselbst wirkenden Biegemomenten M_1 und M_2 und die Schubspannungen im Steg zwischen 1 und 2 genau der Querkraft $Q=(M_1+M_2):h$ entsprechen.

Erhebliche Verbesserung tritt ein durch Verlängerung der Flanschlinien in Abb. 3; ob man dabei die Riegel- oder Stützenflansche unterbricht und verschweißt, ist zunächst nebensächlich, da hierbei nicht nur statische Gründe, sondern auch Werkstatt- und Schweißfragen mitsprechen. Die Riegelspannungen werden hier erheblich exakter als im obigen Falle verlaufen, da die Flanschverbiegung verhindert ist; dagegen ist die Unklarheit in der Stützenspannung nicht beseitigt, wenn auch gemildert, denn der schroffe Momentenwechsel in den Querschnitten 1 und 2 liefert eine Querkraft, die für den schwachen IP-Steg stets zu groß ist und Überbeanspruchung am Übergang vom Steg zum Flansch ergibt.

Abb. 4.

Eine grundsätzliche Lösung der Knotenfrage ergibt sich aus folgender Überlegung:

Denkt man sich die IP-Profile durch parallelgurtige Fachwerke nach Abb. 4 ersetzt, dann erkennt man sofort, daß nur die mit Z und D bezeichneten stark gezogenen Stäbe große Zug- bzw. Druckkräfte erhalten, und die schwach gezogenen Wandstäbe könnten durch je einen dünnen Steg zwischen den Gurten ersetzt werden. Man erhält somit eine Knotenausbildung nach Abb. 5, die auf die weiter unten besprochenen Arten herstellbar ist. Durch die eingetragenen Pfeile ist der Kraftverlauf von den Riegelflanschen zu den Stützenflanschen

Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7.

und den Schrägrippen verdeutlicht; die mäßigen Querkräfte werden von den Trägerstegen aufgenommen, und die bisherigen großen Querkräfte im Knotenbereich treten hier nicht mehr auf. Ich möchte einen solchen Knoten als den „natürlichen Knoten" bezeichnen, denn er erfordert

ein Minimum an Material, und ein Konstrukteur, der einen Rippenguß von dieser Art zu entwerfen hätte, würde ohne Besinnen die Rippen in solcher Dreieckform und nicht kastenförmig anordnen.

Die Ausführung des Knotens würde wohl nach Abb. 6 erfolgen, aber die amtlichen ϱ_{zul} erlauben freilich nicht die gewünschte Querschnitt-Ausnutzung. Richtiger wäre es, die erforderlichen Nahtdicken nicht hiernach, sondern aus einer größeren Versuchsreihe mit solchen und ähnlichen Knoten zu ermitteln. Statisch besser scheint die Ausführung nach Abb. 7 mit überstehenden, geschlitzten und umgebogenen Riegelflanschen zu sein, weil es wegen der Kräfte besser ist, die Riegelflansche und nicht die Stützenflansche durchgehen zu lassen. Vielleicht könnten auch kleine vorgelagerte, in Abb. 6 u. 7 gestrichelte Laschen einen Teil der Flanschkräfte unmittelbar übertragen.

Um dann mit Werkstattschweißung auszukommen, könnte man sich darauf beschränken, an die Stützen kurze Riegelstümpfe anzuschweißen und an den Wendepunkten der Riegel geschraubte einfache Stöße anzuordnen. — Ein zweistäbiger Knoten erfordert keine weitere Überlegung, da er in den eingangs erwähnten Versuchen schon in Knoten Nr. 9 bis 16 in statisch richtiger Weise durchgebildet ist.

Abb. 8. Abb. 9. Abb. 10.

Beim vierstäbigen Knoten sollte wieder eine Diagonalausfüllung der Stütze nach Abb. 8, 9 oder 10, je nach Kraftwirkung und Schweißmöglichkeit, vorgenommen werden; die Versuche Nr. 1 bis 8 bringen ja wieder Flanschverbiegung und ungleichmäßige Flansch- und Schweißnahtspannung hervor, und dieses besonders dann, wenn die Momente gegenüber den Querkräften verhältnismäßig groß sind, was bei Stahlskelettrahmen wohl meist zutrifft.

Die Freiluftschaltanlagen der Preußischen Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Berlin, in Lehrte bei Hannover und Bringhausen an der Eder.

Von Oberingenieur Dr.-Ing. O. Stötzner, Bad Oeynhausen.

I. Die Freiluftschaltanlage Lehrte.

Die Anlage ist als Hauptknotenpunkt der 220 kV-Leitungen für den nördlichen Teil des Netzes der Preußenelektra geplant. Es sollen sich dort die 220 kV-Leitungen, die vom R.W.E., V.E.W. über das Braunkohlenkraftwerk Harbke nach Osten gehen, mit der Leitung Hamburg—Frankfurt a. M. kreuzen, welche die nordischen und Alpenwasserkräfte dem Gebiet zuführen sollen. Bisher ist die nach Süden gehende Leitung, welche die beiden Hauptlastpunkte Lehrte im Norden mit dem Hauptlastpunkt Borken im Süden verbindet, gebaut. Borken ist gleichzeitig das größte Kraftwerk der Preußenelektra. Die Leitung Lehrte—Borken wird vorläufig mit 110 kV betrieben und dient zunächst als Sammelschiene.

Abb. 1. Freiluftschaltanlage Lehrte.

Der erste Ausbau der Freiluftstation erfolgte im Jahre 1929. Der Auftrag auf die Lieferung der Stahlgerüste zur Aufnahme der Leitungen wurde durch die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin, der Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges., Bad Oeynhausen, erteilt.

Die Gerüste sind Stahlrahmenkonstruktionen mit genieteter kastenförmiger Querschnittsausbildung der Stiele und Stützen. Eine Verwendung von Normalprofilen oder Peiner Trägern, die bei kleineren Freiluftanlagen vorteilhaft sind, war aus konstruktiven Gründen nicht möglich.

Auch die zunächst beabsichtigte Ausführung der Anlage in Eisenbeton kam nicht in Frage, da die rechnerische Ermittlung der Querschnitte bei diesem Baustoff zu große Abmessungen ergab, so daß ein gutes Aussehen der Gerüste nicht erreicht worden wäre.

Das gesamte Gerüst ist vollständig abgenietet, um bei der schlanken Ausbildung der Stiele die elastischen Durchbiegungen bei Höchstbelastung möglichst einzuschränken.

Das Gewicht des Gerüstes und der Trennschaltertische des bisher ausgeführten 1. Abschnittes beträgt rd. 135 t.

Abb. 1 zeigt eine Gesamtaufnahme der Gerüste nach beendeter Aufstellung.

II. Die Freiluftschaltanlage des Speicherkraftwerks Bringhausen.[1]

Etwa 3 km von den Kraftwerken Hemfurth an der Edertalsperre ist das Pumpspeicherwerk Bringhausen der Preußenelektra im Bau. Es soll als Spitzenwerk und Momentanreserve für die Kraftwerke der genannten Gesellschaft dienen. In dem Kraftwerk werden vier Maschinensätze mit einer Leistung von etwa 120 000 kW eingebaut; die Druckhöhe beträgt 300 m. Als unteres Becken findet der Ausgleichweiher für die Kraftwerke Hemfurth I und II, die gleichfalls als Spitzenwerke betrieben werden sollen, Verwendung.

Abb. 2. Freiluftschaltanlage Bringhausen. Montage der zweiten Stützenreihe.

Abb. 3. Freiluftschaltanlage Bringhausen. Montage eines Mastes.

Das Kraftwerk ist durch eine 17 km lange 220 kV-Leitung, die vorläufig mit 110 kV betrieben wird, mit dem Kraftwerk Borken verbunden.

Die Schaltanlage ist für 220 kV gebaut und mußte des beschränkten Bauplatzes wegen zum Teil auf dem Dache des Maschinenhauses aufgebaut werden. Diese Maßnahme wurde erforderlich, um ein Anschneiden der Hänge und die damit verbundene Rutschgefahr zu verhindern.

Die Abspanngerüste bestehen aus Gittermasten, die in vier Reihen errichtet sind, den Verbindungsträgern zwischen den Masten und den Verbindungsbrücken zwischen den Mastreihen. Die nach dem Wasser zu gelegene Mastreihe steht auf 10 m langen Betonpfeilern, die im Wasser fundiert sind. Die Masten der übrigen Reihen stehen auf dem Gelände des Kraftwerks. Die Stützen sind bis 27,35 m hoch und haben ein mittleres Gewicht von etwa 14 t.

[1] Vgl. Bautechn. 1930, Heft 49, S. 737 u. ff.

Vier Verbindungsbrücken von 34 m Spannweite, 21,25 m über dem Gelände, überspannen das Kraftwerk und dienen zur Verbindung der beiden vordersten Mastreihen. Sie wiegen gleichfalls etwa 14 t. Die Spannweiten der übrigen Verbindungsbrücken betragen 16 und 18 m.

Sämtliche Gerüste sind in Stahlfachwerk als Rahmenkonstruktion mit eingespannten Füßen berechnet, lediglich die Füße der im Wasser stehenden Mastreihe erhielten aus besonderen Gründen in der Längsrichtung dieser Gerüste gelenkige Auflagerung. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktionen beträgt etwa 600 t und wurde von den Siemens-Schuckertwerken, Berlin, der Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges., Bad Oeynhausen, übertragen.

Abb. 4. Freiluftschaltanlage Bringhausen. Gesamtansicht.

Nach dem Bauplan hatte die Lieferung der Konstruktionen in zwei Abschnitten zu erfolgen, und zwar mußte die vordere im Wasser stehende Stützenreihe im Frühjahr 1929, die übrigen Stützen und Brücken im Sommer 1930 aufgestellt werden.

Der größere Teil der Anlage wurde mit einem 32 m langen Standmast (Abb. 2) montiert, die Konstruktionen der vorderen Stützenreihe jedoch mit einem hölzernen Ausleger, der dem Fortgang der Montage entsprechend an den einzelnen Stützen dieser Reihe befestigt wurde. Diese Montageweisen waren bedingt durch die sehr beschränkten Platz- und Transportverhältnisse auf der Baustelle (Abb. 3).

Abb. 4 zeigt die gesamte Anlage vom jenseitigen Ufer der Eder aus.

Turnhallen als Stahlskelettbauten.

Unter den verschiedenen Gebäudearten eignen sich besonders die hallenartigen, bei denen keine besonders ausgeprägte Inneneinteilung vorhanden ist, zur Ausbildung ihrer Konstruktion in Stahl. Merkwürdigerweise sind aber bisher nur wenig Turnhallen in Stahl ausgeführt worden. Sicher ist dies darauf zurückzuführen, daß keine wesentliche Verringerung der Baukosten bei Verwendung von Stahl erwartet wurde.

Läßt sich nun eine merkliche Senkung der Einheitspreise bei der Ausführung von Turn- und Sporthallen erreichen?

Diese Frage ist unbedingt zu bejahen.

Der Einheitspreis von Turnhallen, als Ziegelbauten hergestellt, stellt sich nach den Vorkriegserfahrungen und unter Berücksichtigung der heutigen Lage auf dem Baumarkt bei sparsamer Ausführung auf 20 RM/m³, in teuren Orten wie Berlin stieg er in den letzten Jahren bis über 30 RM/m³.

Abb. 1. Wandausbildung.

Abb. 2. Ausbildung des Fensteranschlusses.

Abb. 3. Eckausbildung.

In sehr vielen Fällen, in der Kleinstadt und auf dem Lande, wo bei der steigenden Turn- und Sportbegeisterung der Drang nach Besitz solcher Hallen außerordentlich stark ist, genügt eine halbmassive Ausführung, die es gestattet, unter 16 RM/m³ auszukommen. Eine Beschreibung sei in nachstehendem gegeben und vorweg bemerkt, daß die Möglichkeit der Preissenkung in der eigenartigen Art der Ausfachung des Stahlskeletts nach Patent Nr. 518 240 liegt.

Einen wichtigen Teil der Stützen, die in Abständen von 2 bis 3 m gestellt werden, bilden ⊐⊏-Profile Nr. 8, in welche handelsübliche Bimsbetondielen von 6 cm Stärke und 33 cm Höhe zunächst trocken eingelegt, darauf mit etwas Zementmörtel vergossen werden. Das wenige hierbei verwendete Anmachewasser des Mörtels ist die einzige Baufeuchtigkeit. Im übrigen spielt sich der Bauvorgang trocken ab. Die Bimsbetondielen bilden als massive Außenhaut des Baukörpers seinen Wetterschutz. Die Innenschale, die am besten aus sauber gespundetem Holz besteht, verhindert durch die Ausbildung der wenigen Fugen mit Nut und Feder ebenfalls ein Eindringen von Wind und Regen. Sie wird an einer fest in den Stützen liegenden, nagelbaren Einlage (z. B. imprägniertes Holz) so angebracht, daß einige Zentimeter Luftschicht beide Schalen voneinander trennen. Eine zwischen dem mineralischen Außen- und dem organischen Innenteil noch weiter angebrachte gute Isolierung verhindert ganz sicher jede Berührung beider Platten. In wärmetechnischer Hinsicht entspricht diese Doppelschale einer 38 cm starken Ziegelmauer; sie weist dabei aber nur $^1/_4$ des Gewichtes der Ziegelmauer auf. Die Kosten für die Fundamente verringern sich hierdurch erheblich, und die leichtere Bewältigung der geringeren Materialmengen (Anfuhr usw.) trägt ebenfalls zur Senkung der Gesamtkosten bei. Abb. 1 bis 3 zeigen die Konstruktion der Stützen nebst anschließender Ausfachung sowie die Fenster- und Eckausbildung; Abb. 4 gibt die Darstellung einer kleinen ländlichen Turnhalle von 8 × 16 m Grundfläche bei 5 m Höhe mit gleich hohem Geräte- und darüberliegendem Filmvorführungsraum sowie 2,5 m hohen Windfang- und Umkleideräumen.

Abb. 4. Auf- und Grundriß einer Turnhalle.

Die Berechnung der Stahlkonstruktion für diese Turnhalle erfolgte durch eine bekannte Berliner Stahlbaufirma.

Für die Ausführung ergab sich dabei der niedrige Satz von 15,60 RM/m³ umbauten Raumes, brachte also gegenüber einer Ausführung in Mauerbauweise eine Ersparnis von rund 25 %. Dabei wird sich in vielen Fällen diese leichte einwandfreie Bauart den Verhältnissen in der Provinz anpassen und den Ansprüchen genügen. Neumann, Regierungsbaurat.

Rohzuckerspeicher in Stahlkonstruktion.

(Zuckerfabrik von Rath, Schoeller & Skene AG. in Klettendorf bei Breslau.)

Von Oberingenieur **M. Reppmann**, Breslau.

Zu den interessantesten Bauwerken, die in letzter Zeit in der Umgebung der Hauptstadt Schlesiens errichtet wurden, gehört unstreitig der für die vorgenannte Zuckerfabrik erbaute Speicher.

Diese Fabrik stellt sowohl Rohzucker als auch vorwiegend Weißzucker her. Letzterer wurde früher zum größten Teil nach dem Auslande geliefert. Durch den unglücklichen Ausgang des Krieges ging ihr leider dieses Hauptabsatzgebiet verloren, und sie war deshalb gezwungen, ihren Betrieb umzustellen. Sie benutzte dabei die Gelegenheit, der im Juli des vergangenen Jahres gegründeten Interessengemeinschaft ostdeutscher Zuckerfabriken als Gesellschafter beizutreten. Durch die konzernmäßige Verbundenheit hoffte sie, ihre Lage nach den verschiedensten Richtungen hin zu festigen.

Gleichzeitig trat die Gesellschaft in enge Beziehungen zu dem unter dem Namen „Vereinigte Zuckerfabriken" zusammengeschlossenen Rohzuckerkonzern. Durch langfristigen Vertrag sicherte sie sich eine Menge Rohzucker, welcher der Raffinerie bis weit in den Sommer Beschäftigung gibt. Um die verbündeten Zuckerfabriken schon während der Kampagnemonate von ihren Rohzuckermengen entlasten zu können, sah sie sich veranlaßt, einen Speicher zu errichten, der in seiner Form, seinen Abmessungen und seinen betriebstechnischen Einrichtungen wohl mit zu den sehenswertesten gehört.

Damit dieser Speicher der von ihr gestellten Anforderung auch entspricht, entschloß sich die Gesellschaft, in bezug auf die tragenden Baustoffe von verschiedenen Unternehmern folgende Ausführungsarten vorschlagen zu lassen:

1. Holzkonstruktion verschiedener Systeme,
2. Eisenbetonkonstruktion,
3. Stahlkonstruktion.

Die unter 1 u. 2 in Vorschlag gebrachten Konstruktionen entsprachen hinsichtlich der Form und Ausführungsmöglichkeit weniger den gestellten Forderungen. Auch die von den Unternehmern geforderten langen Bauzeiten führten zur Ablehnung dieser Entwürfe.

Aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus und mit Rücksicht auf ein planmäßiges Arbeiten mit den übrigen Handwerkern auf der beengten Baustelle entschloß sich die Gesellschaft für die Ausführungsart unter 3, d. h. für die Stahlkonstruktion. Ausschlaggebend war für die letztere Bauweise mit der Umstand, daß die in der Werkstatt fertig bearbeiteten Konstruktionsglieder beim Eintreffen auf der Baustelle schnell und ohne große Raumsperrung sofort montiert werden können.

Die Abmessungen dieses Speichers (Abb. 1) ergaben sich zwangläufig durch die Höhe der Schüttung von 500 000 Ztr. Rohzucker zu 100 m Länge, 30 m Breite, 10 m Höhe an den Längswänden und 18,5 m in der Mitte. Die Schütthöhe und der Böschungswinkel waren für die Form des Daches bestimmend.

Da die Schüttung des Zuckers nur von oben aus erfolgt, wurde die Konstruktion der Binder so gewählt, daß der Einbau des Transportbandes auf dem Untergurt des Binders möglich war. Die Dachhaut besteht aus Schalung auf hölzernen Sparren. Mit Rücksicht auf die Feuersgefahr wurde die eine Dachhälfte außer mit Ruberoid noch mit Pfannenblechen eingedeckt.

Aufgeteilt ist der Speicher in der Längsrichtung in 20 Binderfelder von je 5 m. Getragen wird das Dach von 19 Dreigelenkbogenbindern, die unter sich durch Pfetten, Längs-, Quer- und Diagonalverbände verbunden sind. Mit Rücksicht auf die Montage sind die Binder in Traufhöhe gestoßen und somit in drei Teile, die beiden Binderstiele und das eigentliche Dach, zerlegt. Die Front- und die Giebelwände sind in Stahlfachwerk gewählt. Letzteres spannt sich zwischen die Binderstiele und ist außen und innen sichtbar. Die Ausmauerung der Wände ist $^1/_2$ Stein stark, und weil diese bis auf 6 m Höhe noch Seitendruck aufzunehmen haben, sind in den Fugen des Mauerwerks Bewehrungs-Eisen eingelegt. Dementsprechend sind auch die Wandstiele und -riegel bemessen.

Abb. 1. Grundriß, Längs- und Querschnitt des Speichers.

Der im Binder auftretende Horizontalschub wird durch ein Zugband aufgenommen, welches in einem Kanal unter dem Fußboden untergebracht ist. — Die auf die Front- und Giebelwände wirkenden Windkräfte werden durch Windträger aufgenommen und mittels Streben den Fundamenten zugeführt.

In der Längsmitte der Halle, und zwar oben unter dem Dach, führt zu beiden Seiten des Transportbandes ein Laufsteg zur Bedienung der Transportanlage. An die Giebelwand „*A*" schließt sich ein Anbau an, in welchem die Zuckersäcke auf maschinellem Wege gereinigt werden. An der nördlichen Giebelwand „*B*" führt in Höhe des Binderuntergurts eine überdachte Verbindungsbrücke zur Raffinerie. Über diese Brücke nimmt der Rohzucker seinen Weg zur Raffinerie.

Zur Vervollständigung sei hier noch gesagt, daß der Weg, welchen der Rohzucker zu seiner Veredelung in Weißzucker zu unternehmen hat, bereits im Anbau beginnt. Von hier aus wird er mittels Transportschnecke dem Elevator, welcher innerhalb der seitlichen Giebelwand „*B*" aufgestellt ist, zugeführt. Alsdann wird der Rohzucker nach oben auf das Transportband gebracht und von diesem über den Speicherfußboden verteilt. Zwecks Beförderung des Rohzuckers nach der Raffinerie läuft in der Mitte längs der Halle in einem Kanal ein weiteres Transportband, mit Hilfe dessen das Gut einem zweiten Elevator zugeführt wird. Mittels dieses Elevators wird das Gut abermals nach oben gebracht und auf das auf der Verbindungsbrücke laufende Transportband geschüttet. Auf diese

Abb. 2. Vor dem Hochziehen des Rahmenriegels.

Abb. 3. Der hochgezogene Teil wird angeschlossen.

Abb. 4.
Die Montage erfolgte mit Hilfe eines verstellbaren Portalkranes.

Weise gelangt das Gut — der Rohzucker — in die Raffinerie, wo es zu Weißzucker verarbeitet wird.

Bei der Montage der Hallenkonstruktion wurden die neuesten Arbeitsweisen angewendet. Vor allen Dingen mußte hier der Gestalt des Bauwerkes und dem Zusammenarbeiten mit den übrigen Handwerkern Rechnung getragen werden. Aus diesem Grunde mußte mit dem Aufstellen der Hallenkonstruktion von der Südseite aus begonnen werden. Die Lösung dieser Aufgabe gestaltete sich insofern etwas schwierig, als in der Mitte längs der Halle ein Kanal von 3 m Breite und 3 m Tiefe gezogen war, der ein unbehindertes Arbeiten sehr erschwerte.

Besonders wertvoll und interessant war die schon als äußerst charakteristisch für den Stahlbau bezeichnete Montage der Einzelteile; sie ist hier vermöge einer sehr geschickten, großzügigen und eigenartigen Einrichtung seitens der Stahlbaufirma sehr schnell und sicher in der kurzen Zeit von acht Wochen ohne jede Störung durchgeführt worden. Das ganze Gebäude konnte bei der gewählten Bauweise und Disposition in einem Zuge und in standsicherer Form auf dem kürzesten Wege vom Bahnwagen bis zur Einbaustelle errichtet und anschließend die Wände in die Stahlkonstruktion eingebaut werden.

Bei dem ganzen Montageverfahren wurde vorwiegend die freie Einbauweise angewendet, d. h. die Stahlteile wurden zu ebener Erde zu einem Ganzen zusammengeschraubt bzw. genietet, aufgerichtet und hochgezogen. Die einzelnen Montagevorgänge sind aus Abb. 2 bis 5 zu ersehen. Der auf diese Weise erzielte, äußerst rasche Fortschritt in der Montage war, wie bereits hervorgehoben, nur möglich, weil zur Montage der ziemlich sperrigen Stahlkonstruktion ein besonderes Montagegerüst benutzt wurde, welches sowohl in der Längs- als auch in der Höhenrichtung verschiebbar war. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion im Umfange der beigefügten Abbildungen belief sich auf etwa 400 t.

Abb. 5. Aufrichten des Rahmenstieles.

Ausgeführt wurde dieses Bauwerk von der Breslauer Träger- u. Baueisen-Ges. m. b. H., Breslau, in Gemeinschaft mit dem Baugeschäft Hubert Jantke, Trebnitz, das die Maurer- und Zimmerarbeiten übernommen hatte. — Zur Zeit ist der Speicher in der vorgeschriebenen Höhe mit Rohzucker angefüllt. Messungen an den Wänden, welche in den Abschnitten bei 2, 4 und 6 m Schütthöhe vorgenommen wurden, haben irgendwelche Ausbiegungen nicht ergeben.

Verschiedenes.

Ein geschweißtes Bahnsteigdach. Auf dem neuen Gemeinschaftsbahnhof in St. Louis sind vier Bahnsteige von 335 m bzw. 128 m Länge mit einstieligen Bahnsteigdächern überdacht, die insofern bemerkenswert sind, als die Verbindungen durch Schweißen hergestellt worden sind. Das kann zwar heute noch als bemerkenswert bezeichnet werden, möglicherweise wird aber schon in nicht allzulanger Zeit das Schweißen bei stählernen Tragwerken so allgemein angewendet werden, daß es die Regel und nicht wie heute noch die Ausnahme bildet. Die Bahnsteigdächer, zu denen noch ein Kragdach von 207 m Länge gleicher Bauart hinzukommt, waren zunächst, wie Eng. News-Rec. vom 16. Oktober 1930, S. 617, berichtet, für genietete Verbindungen entworfen. Bei der Ausschreibung schlug der Unternehmer vor, die Nieten durch Schweißnähte zu ersetzen; daraufhin wurde ein solcher Entwurf ausgearbeitet, und er ergab eine sehr erhebliche Ersparnis. Der Entwurf sah die Herstellung der Haupttragteile aus Stegblechen mit angeschweißten Gurtplatten vor; er wurde nochmals umgearbeitet, indem statt dessen I-Träger angewendet wurden, und es ergab sich eine weitere Ersparnis.

Abb. 1. Ansicht der fertiggestellten Bahnsteigüberdachung.

Abb. 2. Konstruktive Durchbildung des Kragträgers.

Die einstieligen, beiderseits ausgekragten Dächer stehen auf Gußeisensäulen, die zugleich die Abfallrohre aufnehmen. Von ihnen aus erstrecken sich die Kragträger des Daches auf 3,05 m nach beiden Seiten (Abb. 1). Sie haben am äußeren Ende 20 cm Höhe und nehmen nach innen an Höhe zu, so daß sie 92 cm von der Längsachse des Daches entfernt 38 cm hoch sind. Um diese sich verjüngenden Träger herzustellen, wurde ein I-Profil von 30 cm Höhe durch einen geneigten Schnitt den Steg entlang aufgespalten, dann wurde eins der beiden so entstandenen Stücke geschwenkt, so daß die beiden hohen Enden und die beiden niedrigen Enden der Teilstücke aufeinander zu liegen kamen, und beide Teile wurden durch eine Schweißnaht miteinander verbunden (Abb. 2). An den inneren Enden wurden Dreiecksbleche an die Stegbleche zum Anschluß an die Säulen angesetzt, und diese Dreiecksbleche erhielten auch einen angeschweißten unteren Flansch. An die äußeren Enden der Kragträger wurden kleine Bleche zur Aufnahme der Längsträger angesetzt.

Beim Zerlegen der I-Profile für die Kragträger wurde der Schneidbrenner auf einem Wagen mit Kraftantrieb an der schrägen Fuge entlang geführt, und zwar geneigt zur Stegebene, so daß die Schnittfläche eine Neigung zu dieser Ebene erhielt. Infolgedessen entstand beim Schwenken der beiden Teile an der Stoßstelle eine keilförmige Nut; diese wurde von der breiten Seite her mit einer Schweißnaht ausgefüllt. Schraubzwingen hielten die Teile beim Schweißen in der richtigen Lage.

Die Säulen haben einen Abstand von 9,15 m. Zwischen den Kragträgern liegen Längsträger aus 30 cm hohen I-Profilen. Bei diesen sind die unteren Flansche auf 75 cm vom Ende her abgeschnitten und an die so freigelegten Stege sind Dreiecksbleche angeschweißt, die den Anschluß an die Säulen vermitteln. Ebenso wie bei den Kragträgern sind an diese Bleche untere Flansche angesetzt. — Die einzelnen Teile wurden durch über die ganze Länge fortlaufende Schweißnähte verbunden; angewendet wurde dabei das Lichtbogen-Schweißverfahren. — Die Dachhaut besteht aus Wellblech mit einer Asbest-Abdeckung.

Das Gewicht der vorstehend beschriebenen Dachkonstruktionen beträgt etwa 600 t. Wernekke.

INHALT:

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 30. Oktober 1931 | Heft 22

Das Stahlskelett des Columbus-Hauses am Potsdamer Platz in Berlin.

Von Oberingenieur A. Bock, Berlin-Tempelhof.

1. Einleitung.

An einer der belebtesten Stellen Berlins, auf dem Potsdamer Platz, Ecke der Friedrich-Ebert- und Bellevuestraße, ist soeben die Stahlkonstruktion des Columbus-Hauses fertiggestellt worden. Unter den vielen großen Stahlbauten der letzten Jahre ist dieses Bauwerk besonders bemerkenswert, weil es durch seine auffallende Lage die Aufmerksamkeit aller Bevölkerungsschichten und der vielen Besucher Berlins auf sich lenkt. Außerdem zeigt dieser Bau die besondere Eignung der Stahlbauweise für derartige Büro- und Geschäftshäuser erneut aufs beste, da die von dem Architekten, Dipl.-Ing. Erich Mendelsohn, Berlin, geschaffene Lösung der Fassade, des Daches und — damit zusammenhängend — der Stützenstellung Konstruktionen erforderte, die über das bei solchen Bauten Übliche hinausgehen und deshalb einer besonderen Beschreibung wert sind.

Bauherr ist die Bellevue-Immobilien A.-G., Berlin, die den Bau als Bürohaus errichten läßt, jedoch besonderes Augenmerk darauf richtete, daß auch andere Verwendungsmöglichkeiten je nach den herrschenden Bedürfnissen erreicht werden. So soll z. B. das Erdgeschoß in Straßenhöhe als Verkaufsraum Verwendung finden, während im 1. Obergeschoß mit seinen durchgehenden Schiebefenstern ein Café-Restaurant eingerichtet werden soll. Desgleichen kann das 1. Kellergeschoß in der ganzen Grundfläche als Restaurationsbetrieb od. dgl. benutzt werden. Die Dachterrasse mit dem sie überdeckenden Flugdache ist für ein geräumiges Café bestimmt. Der 2. Keller nimmt die mechanischen Einrichtungen und die Lagerräume des Hauses auf. Daß bei dem Bau die letzten technischen Erfahrungen für die inneren Einrichtungen verwertet wurden, ist selbstverständlich.

Für den Fall der Verwendung des Baues als Geschäftshaus wurde vom Architekten auf die Anordnung der erforderlichen Nebenräume, Treppenhäuser, Fahrstühle und sonstigen festen Einbauten unter Beachtung der einschlägigen Bestimmungen Rücksicht genommen.

Das Gebäude hat in der Friedrich-Ebert-Straße eine Frontlänge von 63,8 m und in der Bellevuestraße eine solche von 34,74 m. Die bebaute

Abb. 1. Grundriß der normalen Geschosse.

Abb. 2. Grundriß der Dachkonstruktion.

Abb. 3. Querschnitt durch die Front längs der Friedrich-Ebert-Straße.

Abb. 4. Ansicht vom Potsdamer Platz aus.

Grundfläche beträgt etwa 2200 m² einschließlich der Hofkellerdecke, während der eigentliche Geschoßbau eine Grundfläche von rd. 1450 m² hat. Vom 6. Obergeschoß einschließlich ab setzt der Bau um je ein Feld von 6 m Breite an den Endgiebeln ab. Die Höhe beträgt vom Gelände ab gerechnet rd. 38 m und umfaßt:

das Erdgeschoß mit	4,80 m	Höhe
1. Obergeschoß mit . . .	4,96 m	„
2. bis 8. Obergeschoß mit je	3,42 m	„
Dachgeschoß mit	3,80 m	„

Hierzu kommen noch die beiden Kellergeschosse mit 4,1 bzw. 2,8 m Höhe. Aus den Abb. 1 u. 2 ist die Grundrißanordnung in den Hauptgeschossen zu ersehen, während Abb. 3 den Schnitt durch den Flügel längs der Friedrich-Ebert-Straße zeigt. Abb. 4 u. 5 geben das Bild des Baues nach seiner Fertigstellung wieder.

2. Gründungsarbeiten.

Mit Rücksicht auf die erforderliche Grundwasserabsenkung zur Herstellung der Baugrube von 9 m Tiefe entschloß man sich, die etwa 1,5 m starke Sohle, die Decke über dem Tiefkeller sowie die Pfeiler im 1. Keller in Eisenbeton herzustellen. Auf diese Betonpfeiler, die bis 0,7 bzw. 1 m unter Geländehöhe reichen, setzen sich die Stahlstützen mit der in ± 0 liegenden Kellerdecke auf, die also als erste Trägerdecke ausgeführt ist. Um die Erschütterungen des an diesem belebten Platze sehr starken Verkehrs auf das Gebäude zu verringern, wurden besondere Vorkehrungen getroffen, insbesondere wurden unter jedem Stützenfuß $2\frac{1}{2}$ cm starke Antivibritplatten verlegt.

3. Ausbildung der Decken und Wände; Belastungen usw.

An Stelle der ursprünglich vorgesehenen weitgespannten Pohlmanndecken wurden aus Zweckmäßigkeitsgründen gestelzte Hohlsteindecken zwischen Stahlträgern angeordnet, nachdem man auf die früher beabsichtigte Deckenheizung verzichtete. Die Spannweite dieser 10 cm starken Hohlsteindecken beträgt in der Kellerdecke bis zu 1,90 m bei einem Eigengewicht von 400 kg/m². In allen übrigen Geschossen ist die größte Spannweite 1,625 m bei einem Eigengewicht von 300 kg/m² einschließlich der angehängten Puffdecke von 3 cm Stärke zur Erzielung einer glatten Untersicht. Die Gesamtstärke beträgt 41 cm. Abbild. 6 zeigt einen Schnitt durch diese Decke. In den Fluren beträgt die Spannweite der Decke 2,9 m bei 400 kg/m² Eigengewicht. Unter diesem Deckenstreifen sind die erforderlichen Leitungen und Rohre für Licht, Heizung, Lüftung usw. in dem durch eine Rabitzwand nach unten abgeschlossenen Hohlraum untergebracht. Die Nutzlast beträgt bei sämtlichen Decken mit Rücksicht auf die geplante spätere Benutzung als Warenhaus 500 kg/m².

Abb. 6. Querschnitt der normalen Decken mit den Frontstützen.

Die Hofkellerdecke dagegen ist als Eisenbetondecke zwischen Stahlträgern ausgeführt und für 800 kg/m² Nutzlast bzw. die entsprechenden Radlasten den Bestimmungen gemäß berechnet. Die Dacheindeckung besteht aus 6 cm starker Hohlsteindecke mit angehängter Rabitzdecke.

Abb. 5. Ansicht der Hoffront (Modellaufnahme).

Daß die Lasten für die vier Fahrstühle am Treppenhaus A (vgl. Abb. 1) und die Wasserbehälter im Dachaufbau in entsprechender Weise aufgenommen werden mußten, sei als selbstverständlich erwähnt.

Die Frontwände wie auch die Hofwände sind von der Decke über dem 1. Obergeschoß ab in horizontal durchlaufende Fensterbänder von 2,1 m Höhe über 1,32 m hohen Brüstungen mit Werksteinen an der Außenfassade und Fliesen an der Hoffassade aufgelöst. Die Brüstungen selbst sind in 25 cm starken Frewenziegeln gemauert. Im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß sind durchgehende Schaufensterflächen angeordnet

und zur besonderen Betonung dieser Flächen die Frontstützen in diesen beiden Geschossen um 1,8 m aus der Bauflucht in das Gebäude zurückgesetzt (s. Querschnitt, Abb. 3).

Die Eigenart der Frontlösung besteht nun darin, daß vom 2. bis zum 8. Obergeschoß in Abständen von $\frac{6,5}{5} = 1,3$ m schlanke Stützen zur Aufnahme der Brüstungen und Fenster angeordnet wurden, deren Lasten durch einen schweren Unterzug über dem 1. Obergeschoß auf die Hauptstützen in 6,5 m Abstand übertragen werden. Da hier aber die Hauptstützen um 1,8 m von der Bauflucht zurückgesetzt sind, ergaben sich Kragträger bedeutender Abmessungen, über die weiter unten eingehender gesprochen wird.

Die beiden Giebelwände an der Friedrich-Ebert- und Bellevuestraße sind bis einschließlich 3. Obergeschoß aus 38 cm starkem und darüber aus 25 cm starkem Massivmauerwerk in Zementmörtel hergestellt. Die Innenwände sind, je nach ihrer Bestimmung, zum Teil aus vollporösen Steinen, zum Teil aus doppelten Bimsbetonwänden mit dazwischenliegender Arkimatte ausgeführt, während die Abschlußwände des Haupttreppenhauses A aus 25 cm starkem normalen Mauerwerk hergestellt sind. Alle diese Wände bleiben auch beim evtl. späteren Ausbau als Warenhaus bestehen und mußten infolgedessen besonders durch Träger aufgenommen werden, während die jetzt für das Bürohaus benötigten sonstigen Zwischenwände bei der eingesetzten Nutzlast von 500 kg/m² nicht berücksichtigt zu werden brauchten.

Abb. 8. Belastungsschema der Stockwerkrahmen 56 ÷ 15 und 57 ÷ 16.

4. Windaufnahme.

Der Windaufnahme mußte besondere Sorgfalt zugewendet werden. Die Ausführung der gestelzten 10 cm starken Hohlsteindecke gestattete, diese Deckenplatten als starre Scheiben zur Abgabe der Windlasten in jedem Geschoß auf die Stockwerkrahmen bzw. Giebelwände heranzuziehen und dadurch die Abgabe der Windkräfte auf die Fundamente zu gewährleisten.

Im einzelnen ergibt sich folgendes Bild:

a) Wind auf die Front Friedrich-Ebert-Straße.

Die Auflagerpunkte für die Windscheiben in jedem Geschoß bilden einerseits die beiden Stockwerkrahmen zwischen den Stützenachsen 56—39—28—15 und 57—40—29—16, andererseits der massive Giebel am Nachbargrundstück der Friedrich-Ebert-Straße. Da im 7., 8. und Dachgeschoß der Giebel an dieser Stelle um etwa 6 m zurückgesetzt ist, mußte hier die massive Wand durch ein lotrechtes Fachwerksystem ersetzt werden, das wiederum seine Kräfte auf einen Verband in der Decke über dem 6. Obergeschoß abgibt, der sein rechtes Auflager in der massiven Wand findet.

Die Decke in den normalen Geschossen dient in ihrer Breite von etwa 9,5 m, von der Front bis zur hinteren Flurstützenreihe gerechnet, als starre Scheibe mit einem Kragarm an der Ecke Bellevuestraße gemäß Schema (Abb. 7). Die Auflagerkraft L von je 15,8 t in den normalen Geschossen wird je zur Hälfte auf die beiden obengenannten Rahmen abgegeben. — Diese beiden Rahmen haben das in Abb. 8 dargestellte System. Die Berechnung derartiger Systeme bietet keine Schwierigkeiten. Die konstruktive Ausbildung ist folgende:

Abb. 7. Windbelastungsschema der Decken in den normalen Geschossen.

Die Stützen bestehen aus I I-Profilen durch welche die Unterzüge aus einem I-Profil durchgesteckt sind und zur Erzielung der Einspannung in der üblichen Weise mit den Stützen verkeilt werden. Zu beachten ist bei der Werkstättenausführung der Stützen, daß die unteren Aufsatzflächen der entsprechend stark auszuführenden Bindebleche für die Unterzüge ebenso wie die oberen Anliegeflächen für die Keile sauber bearbeitet werden müssen.

Bei der Giebelwand selbst werden die Zug- bzw. Druckkräfte, die bei der Beanspruchung aus Wind entstehen, durch die vier Stützen als Zusatzkräfte aufgenommen, während das Mauerwerk, das von Geschoß zu Geschoß abgefangen ist, die waagerechten Kräfte aufnimmt. Die Beanspruchung des Mauerwerks im Erdgeschoß aus diesen Windlasten beträgt 2,13 kg/cm².

Zu beachten ist bei der Deckenscheibe selbst, daß gemäß Forderung der Baupolizei die Deckenträger im Felde eine größte Durchbiegung von $\frac{1}{350} \cdot l$ haben durften, während die Träger in den Stützenachsen eine solche von $\frac{1}{500} \cdot l$ aufweisen dürfen. Dies ist erforderlich, um bei der großen Stützweite der Scheibe von 53,62 m der Platte die nötige Steifheit zu geben. Außerdem mußten in den Feldern von Stütze 82 bis 86 Flachstahlverbände eingebaut werden, da die Deckenplatte die an diesen Stellen vorhandenen großen Querkräfte aus Wind allein nicht aufnehmen konnte. Die Unterzüge in der Vorderfront und in den Flurachsen dienen als Gurte der Windscheibe und sind für die entsprechende Normalkraft außer den Biegungsmomenten aus Deckenlast berechnet.

Abb. 9.
Schema der Rahmenachse 71 bis 79 und 145 bis 256.

b) Wind auf die Front Bellevuestraße.

In ähnlicher Weise ist der Wind auf die Front Bellevuestraße aufgenommen. Bei ungefähr halb so großen Windlasten konnte hier eine größere Anzahl von Stützen hintereinander als Rahmenstiele herangezogen werden. Die Deckenplatte findet ihr Auflager am Nachbargrundstück in der massiven Giebelwand, an der Friedrich-Ebert-Straße dagegen in den drei Rahmen, die aus den Stützenzügen 60 bis 66, 84 bis 90 und den Frontstützen 145 bis 256 bestehen. Der Rahmen von S 60 bis 66 geht bis zur Kellerdecke durch, während die beiden anderen auf der Decke über dem 1. Obergeschoß aufhören. In den beiden unteren Geschossen tritt zu der Achse 60 bis 66 noch der Rahmen der Achse 71 bis 79, so daß die Horizontalkräfte der beiden oberen Rahmen 84 bis 90 und 145 bis 256 in der Decke über dem 1. Obergeschoß durch entsprechende Horizontalverbände auf die beiden unteren Rahmen S 60 bis 66 und 71 bis 79 übergeleitet werden mußten (Abb. 3 und Grundriß Abb. 1). Bei dem Rahmen der Achse 71 bis 79 konnten nur die Riegel über Keller und Erdgeschoß eingespannt werden, da über dem 1. Obergeschoß die großen Kragträger liegen, die auf den Stützen mit Rücksicht auf die großen Auflagerkräfte zentrisch gelagert werden mußten. Infolgedessen kragen diese Stützen über die Decke über Erdgeschoß aus (s. Abb. 9).

Mit Ausnahme der Achse 145 bis 256, über die später zu sprechen ist, sind auch diese Stockwerkrahmen in der gleichen Weise wie die unter a) beschriebenen ausgebildet.

5. Frontstützen.

Die Frontstützen vom 2. Obergeschoß an aufwärts durften gemäß der Forderung des Architekten nur eine Breite von 16 cm einschließlich Ummantelung haben, um eine gute Wirkung der Fensterflächen zu erzielen.

Diese Stützen sind ja in den waagerechten Fensterbändern von 2,1 m Höhe in Abständen von 1,3 m als Stiele zu sehen. Da für die Ummantelung rechts und links je 3 cm erforderlich waren, verblieb eine Konstruktionsbreite von 10 cm. Diese Stützen haben aber die Brüstungs- und Deckenlasten vom 2. bis zum 8. Obergeschoß einschließlich aufzunehmen, so daß die normalen Stützen im 2. Obergeschoß eine Last von 34,0 bis 47,0 t erhalten und dazu ein Biegungsmoment auf die X-Achse aus dem Auflagerdruck der Kappenträger von je $4\ \mathrm{t} \cdot 0{,}1\ \mathrm{m} = 0{,}4\ \mathrm{tm}$. Hierzu treten in der Front Friedrich-Ebert-Straße bei den Stützen 145 bis 256 noch Biegungsmomente in der Y-Achse als Windrahmen. Es wurde ein Querschnitt aus zwei hintereinander genieteten I P von je 10 cm Breite und Höhe gewählt mit einer entsprechenden Verstärkung in den unteren Geschossen aus vier L 40 · 40 · 6 (Abb. 6). Die Gesamtlänge jeder dieser Stützen beträgt $7 \cdot 3{,}42 = 23{,}94$ m, die in zwei Teilen angeliefert wurde. Gewicht für die ganze Länge = 1,0 t.

Abb. 10. Querschnitt der Frontunterzüge über dem 1. Geschoß mit Kragträgern I 24.

Abb. 11. Belastungsschema und Querschnitt der Hauptunterzüge über dem 1. Geschoß.

6. Frontunterzüge.

Diese Stützen setzen sich über dem 1. Obergeschoß auf große Unterzüge ab, die in der Vorderfront bei einer Länge von 6,5 m 4 Einzellasten von je 34,0 t aufzunehmen haben. Dazu kommt die zugehörige Decken- und Brüstungslast, so daß sich ein Biegungsmoment von 134,2 tm ergibt. Als Querschnitt wurde ein I P 75 mit je einer Gurtplatte 320/15 und einem Widerstandsmoment von 10 150 cm³ gewählt. Die Träger, die in dem gekrümmten Teile des Baues rechts von Stütze 75 liegen, folgen von Kragarm bis Kragarm der Hauptunterzüge dem Verlauf der Sehne (im Grundriß gesehen), während die abzufangenden Stützen der Vorderfront dem Verlauf des Kreisbogens von 80,0 m Radius folgen müssen. Hieraus ergab sich, daß die Stützen in der Mitte etwa 9 cm über die Trägerachse hinausstanden. Um die Unterzüge I P 75 nicht auf Torsion zu beanspruchen, wurde die in Abb. 10 gezeigte Anordnung getroffen, die als Kragträger wirkt und auf den Frontunterzug nur lotrechte Kräfte abgibt.

7. Kragträger.

Die großen Kragträger über dem 1. Obergeschoß haben die Lasten des ganzen Gebäudes bis zum Dach hinauf zu tragen. Der Ausbildung dieser Träger mußte besondere Sorgfalt zugewendet werden, da hiervon die Sicherheit des ganzen Gebäudes abhängt. Mit Rücksicht auf die Lage des Gebäudes am belebtesten Platze Berlins und die Größe der auftretenden Kräfte waren von der städtischen Baupolizei für diese Haupttragteile, einschließlich der zurückgesetzten Frontstützen im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß, besondere Vorschriften über die Ummantelung gemacht. Sollte ein Brand ausbrechen, so besteht die Gefahr, daß bei ungenügendem Feuerschutz die Kragträger und damit die gesamte Front nachgeben. Dies muß unter allen Umständen vermieden werden. Deshalb wurde zunächst angeordnet, daß die Kragträger nur mit max. 1200 kg/cm² beansprucht werden dürfen, ferner mußte durch Brandproben an verschiedenen Versuchskörpern, die im staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem ausgeführt wurden, die wirksamste Ummantelung ermittelt werden. Das Ergebnis der Brandproben liegt zur Zeit noch nicht vor. Die übrigen Stützen werden mit Beton ausgedrückt und mit einer 5 cm starken Monierummantelung versehen.

Abb. 11 zeigt das Belastungsschema eines derartigen Trägers nebst der Linie der Größtmomente und Gurtplattenlängen, dazu den größten Querschnitt unter der Flurstütze.

Die größten Momente der Kragträger ergaben sich zu 308,0 tm für den Kragarm bei voller Last der Frontstützen von 192,0 t und zu 464,0 tm für den Querschnitt im Felde unter den Flurstützen mit einer größten Last von 277,0 t, bei Einsatz der geringsten Last der Frontstützen mit 113,0 t. Der größte Auflagerdruck auf die unteren zurückgesetzten Frontstützen der Achse 71 bis 79 beträgt dann 362,0 t, für die rückwärtigen Stützen der Achse 56 bis 66 dagegen 150,0 t (außer den noch von oben her wirksamen Lasten). Um nun dem Wunsche des Architekten entsprechend die Breite dieser hohen Träger möglichst gering zu halten, wurde anstatt der ursprünglich vorgesehenen Kastenträger von 90 cm Höhe und 50 cm Breite ein Breitflanschträger von 90 cm Höhe und 30 cm Breite gewählt, der natürlich entsprechend mit Gurtplatten von 36 cm Breite verstärkt werden mußte. Für den Kragarm waren mit Rücksicht auf die großen Querkräfte gemäß Abb. 11 je drei Gurtplatten 360/20 mit Stegverstärkung und für das Feld je vier Gurtplatten 360/20 und eine Stegverstärkung erforderlich. Das Widerstandsmoment des Trägers über der Stütze beträgt 27 200 cm³, unter der Flurstütze dagegen 36 700 cm³. Abb. 13 zeigt diese Träger. Das Gewicht beträgt 7 t je Stück. Vom vorderen Auflager ab nach der Front zu mußte der Kragarm verjüngt verlaufen, um an der Spitze nur ebenso hoch zu sein wie der Abfangungsträger I P 75 für die Frontstützen. Zu diesem Zweck wurde aus dem Unterteil des Steges vom I P 90 ein Dreieck herausgebrannt, der untere Flansch herangezogen und mit dem jetzt schräg verlaufenden Steg durch eine elektrisch geschweißte Naht wieder verbunden. Desgleichen sind die Stegverstärkungen im Kragarm mit den Ober- und Unterflanschen elektrisch verschweißt. Alle diese Arbeiten erforderten der Wichtigkeit dieses Bauteiles entsprechende Sorgfalt.

Abb. 12. Montagezustand am 12. August 1931.

8. Ecklösung über 1. Obergeschoß.

Konstruktiv interessant ist auch die Ausbildung der Kragkonstruktion an der Ecke Bellevue- und Friedrich-Ebert-Straße. Hier ist die Eckstütze S 70 ebenso um 1,80 bzw. 2,70 m von der Bauflucht zurückgesetzt, so daß ebenfalls eine entsprechende Kragkonstruktion angeordnet werden mußte.

Das Schema der Abfangung geht aus dem Grundriß Abb. 1 hervor.

Die Frontträger Pos. 1734 u. 1759 (Abb. 1) geben ihre Lasten normalerweise auf die schweren Kragträger 1739, 1738, 1760 und 1761 ab. Der Frontträger Pos. 1736 mußte als Kragträger ausgebildet werden, um die Last aus der Pos. 1735 zu übernehmen. Sein Auflager findet er hinten auf dem Kragträger Pos. 1738 und vorn beim Punkt d auf dem Kragarm des Kastenträgers Pos. 1737, der auf Stütze 70 und dem Kragträger Pos. 1760

Abb. 13 Montagezustand am 24. August 1931;
Unterzüge über dem 1. Geschoß mit den Abfangungsträgern für die Frontstützen.

Abb. 14. Montagezustand am 15. September 1931;
Montage der inneren Stützen des 7. u. 8. Stockwerks.

gelagert ist. Mit Rücksicht auf seine große Kraglast wurde dieser Träger (Pos. 1737) nicht aus einem I P 90, sondern als einziger Kastenträger des Baues ausgebildet. Er gibt auf die Stütze 70 eine Last von 300,0 t ab, bei einem Kragmoment von 343,0 tm und ebenfalls 90 cm Konstruktionshöhe für das Grundprofil. Das Trägereigengewicht ist bei allen Kragträgern mit 1,6 t/m einschließlich der schweren Ummantelung berücksichtigt.

9. Dachkonstruktion einschließlich Ecke.

Das Dach ist, wie bereits angegeben, als Flugdach ausgebildet. Die Binder sind an der Vorderfront nicht unterstützt, sondern kragen von den Flurstützen aus 6,3 bis 7,0 m frei vor bis zur Vorderfront, damit das Dachgeschoß in dem Streifen an den Fronten als offene Terrasse benutzt werden kann. Mit Rücksicht auf die architektonische Ausbildung der Unteransicht dieser Dachfläche mußten auf Verlangen des Architekten sämtliche Dachbinder in der Friedrich-Ebert-Straße parallel der Front Bellevuestraße angeordnet werden, so daß sich hierdurch eine sehr komplizierte Ausbildung der Dachkonstruktion ergab. Sämtliche Binder im gekrümmten Teile des Baues haben verschiedene Längen, die Pfetten haben sehr schiefe Anschlüsse usw. Das Dach ist an den Endgiebeln abgewalmt. Das Kragmoment eines normalen Binders beträgt etwa 62,0 tm bei einer Bauhöhe von 80,5 cm. Die Querschnitte bestehen aus Stehblechen von 10 mm Stärke, Gurtwinkeln 80 · 160 · 14 und Gurtplatten 350/14 in entsprechender Zahl. Daß bei der Wahl des Querschnittes die Durchbiegung des großen Kragarmes entsprechend berücksichtigt wurde, ist selbstverständlich, ebenso wurden bei der konstruktiven Ausbildung besondere Maßnahmen getroffen, um die bleibende Durchbiegung so gering wie möglich zu halten.

Aus Abb. 2 ist der Grundriß der Eckausbildung für das Dach zu ersehen. Die einzigen Stützpunkte sind hier die Stützen 56, 82 und 83; vor diesen Stützen ist freier Raum, in dem keine Unterstützung des Daches vorgenommen werden durfte.

Abb. 15. Montagezustand am 15. September 1931;
Frontstützen in der Friedrich-Ebert-Straße.

Da nur eine geringe Bauhöhe zur Verfügung stand, bot die Ausbildung dieser Ecke große Schwierigkeiten. Es wurde schließlich die nachstehend beschriebene Anordnung der Haupttragteile gewählt, die mit Rücksicht auf die Durchbiegung bei Ausnutzung möglichst großer Konstruktionshöhen die günstigste war. Der Gratträger Pos 260 (vgl. Abb. 2) kragt von Stütze 82 aus über den im Grundriß mit „*a*“ bezeichneten Stützpunkt auf dem Träger Pos. 261 über bis zur Ecke und nimmt die Rinnenträger Pos. 201 und 118 auf. Der Träger Pos. 261 ist ebenfalls ein Kragträger aus I I P 50, der in den beiden Punkten *b* und *c* auf den Bindern Pos. 262 bzw. 265 gestützt ist. Diese beiden Binder kragen wiederum über die Stützen 82 und 83 aus bis zur Front und sind rückwärts an dem Binder Pos. 263 bzw. an einem Unterzug zwischen S 57 und S 58 verankert. Pos. 263 ist auf Stütze 56 und 57 gelagert und kragt über S 56 nach links bis zur Front Bellevuestraße aus. Während der Auflagerdruck des Binders 262 auf Stütze 82 eine Größe von 105 t hat, hervorgerufen durch den kurzen Rückarm von nur 2,5 m, erhält Stütze 56 ungünstigstenfalls eine Zugkraft von 42 t, so daß der Binder an der Spitze gegen Abheben verankert werden mußte. Die Durchbiegung des Trägers Pos. 262 wurde zu 2,52 cm an der Traufe errechnet. Das größte Moment des Kragarmes über der Stütze 82 beträgt 160 tm. Für das Stehblech stand eine Höhe von 750 mm zur Verfügung. Der Querschnitt an dieser Stelle besteht aus dem Stehblech 750 · 12, vier Gurtwinkeln 100 · 200 · 16 und je zwei Gurtplatten 420 · 15. Das Widerstandsmoment beträgt 12 900 cm^3.

Außer den vorstehend geschilderten Einzelheiten der Hauptkonstruktionen ergaben sich bei der Durcharbeitung noch eine Reihe von interessanten Einzelheiten, von denen hier einige nur andeutungsweise gebracht werden können. So mußten z. B. die gesamten Giebelwandstützen auf Kragträgern in der Kellerdecke abgesetzt werden. Der Grund hierfür war, daß die untere 40 cm starke Eisenbetonwand etwa 10 cm vom Nachbargiebel zurückstand mit Rücksicht auf die Dichtung usw., während die oberen Wände von 38 cm bzw. 25 cm Stärke direkt an den Nachbargiebel anstießen. Hier stehen die Stützenachsen 21 cm von der Bauflucht nach

innen, während die Achse der Betonwand also $10 + \frac{40}{2} = 30$ cm von der Flucht entfernt liegt. Das Biegungsmoment aus der Stützenlast bis zu 360 t mal dem Hebelarm von $30 - 21 = 9$ cm konnte aber die Wand nicht aufnehmen. Infolgedessen wurden die Unterzüge im Keller als Kragträger auf Roste verlegt, um eine zentrische Belastung der Wand zu erreichen.

Umfangreich und schwierig waren auch die Arbeiten für die Konstruktion der Treppenhäuser in den beiden unteren Geschossen und die Übergänge der Treppen vom 5. bis zum 7. Obergeschoß an den beiden zurückgesetzten Giebeln. In den unteren Geschossen schachteln sich im Haupttreppenhaus 4 Treppen und rechts in der Friedrich-Ebert-Straße 3 Treppen ineinander, die den Zugängen zu den verschiedenen Geschossen dienen, welche getrennt voneinander erreichbar sein müssen. Mit Rücksicht auf das Ineinandergreifen der einzelnen Läufe waren verschiedene Abfangungen von Hauptstützen erforderlich, die nicht in einem Zuge durchgeführt werden konnten. Ebenso war dies der Fall bei der Versetzung der Geschosse über dem 6. Obergeschoß am Giebel Bellevuestraße.

10. Montage.

Der Auftrag wurde den Stahlbaufirmen Ende April d. J. übertragen, so daß am 1. Mai mit den Büroarbeiten begonnen werden konnte. Kurz vor diesem Zeitpunkt wurde auch mit den Ausschachtungsarbeiten auf der Baustelle angefangen. Als Montagebeginn wurde der 29. Juli 1931 festgesetzt. Innerhalb dieser Zeit von 12 Wochen mußte die statische Berechnung neu aufgestellt, die Grundrisse durchgearbeitet und die ersten Konstruktionszeichnungen für die Werkstatt ausgearbeitet werden. Für die Montage selbst wurden 68 Arbeitstage von der Bauherrschaft zur Verfügung gestellt, damit der Bau bis zum Winter geschlossen werden kann und die Innenarbeiten unabhängig von der Witterung durchgeführt werden können. Dieser kurze Termin bedingte besondere Maßnahmen im Büro, in der Werkstatt und für die Montage. Der Grundriß wurde deshalb in drei Abschnitte *A*, *B* und *C* (Abb. 1) eingeteilt, um mit drei Montagekolonnen arbeiten zu können. Begonnen wurde gleichzeitig mit den Abschnitten *A* und *B* im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß an der Grenze zwischen diesen beiden Teilen, und zwar wurde Abschnitt *A* nach dem Giebel Bellevuestraße zu vorgetrieben, *B* dagegen nach dem Giebel Friedrich-Ebert-Straße zu. Nach Fertigstellung des Abschnittes *B* wurde der Abschnitt *C* in Angriff genommen, während gleichzeitig bei *A* und *B* die Montage der nächsten Geschosse in derselben Weise wie unten begonnen wurde, an die sich wiederum *C* anschloß usw. Bemerkenswert ist, daß in der Konstruktion der beiden unteren Geschosse (einschließlich der Hofkellerdecke) bis einschließlich der Decke über dem 1. Obergeschoß 48 % der gesamten Stahlmenge enthalten sind! Verursacht wird dies vor allem durch die schwere Frontabfangung.

Die Abb. 12 bis 15 zeigen einige Aufnahmen der Baustelle. Auf Abb. 12 sind die Betonpfeiler im 1. Kellergeschoß zu erkennen, die bei der Bewegung der großen Schwenker ein erhebliches Hindernis bildeten. Die Betondecke über dem Tiefkeller, die wie alle Decken für eine Nutzlast von 500 kg/cm² berechnet ist, mußte beim Transport der schweren Maste und Konstruktionen gegen die Sohle abgestützt werden. Schwierig war auch die Montage der schlanken Vorder- und Hinterfrontstützen vom 2. Obergeschoß ab aufwärts, da hier mit besonderer Vorsicht gearbeitet werden mußte.

Die Gesamtausführung des Baues war der Gemeinschaft der Baufirmen Boswau & Knauer und Dyckerhoff & Widmann übertragen. Die Lieferung der Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von rd. 1850 t erfolgte gemeinschaftlich durch die Stahlbaufirmen Breest & Co., Berlin-Tempelhof, Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Thyssen Eisen- u. Stahl-Aktiengesellschaft, Berlin-Borsigwalde und D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, während die Montage selbst durch die drei erstgenannten Firmen ausgeführt wurde.

Daß dieser umfangreiche und in seiner Konstruktion schwierige Bau innerhalb der kurzen Zeit von 5½ Monaten von der Auftragserteilung an bis zur Beendigung der Montage errichtet werden konnte, ist erneut ein unwiderlegbarer Beweis für die Leistungsfähigkeit des Stahlbaues.

Einige Bemerkungen über die Ermittlung der Dauerfestigkeit und der zulässigen Anstrengungen der Werkstoffe.

Von **Otto Graf**, Stuttgart.

Die mannigfaltigen Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit der Werkstoffe bei oftmals wiederholter Belastung, auch bei langdauernder ruhender Belastung[1]), lassen sich im wesentlichen in drei Gruppen einteilen, nämlich in

1. Untersuchungen über das Verhalten der Grundstoffe bei physikalisch eindeutigem Aufbau (z. B. Elastizität von Kristallen in Abhängigkeit von ihrer Orientierung zur Kraftrichtung, Vorgänge in den Kristallen bei oftmals wiederholter Belastung unter und über der Dauerfestigkeit, Einfluß von Zusätzen auf diese Vorgänge, Einfluß der Temperatur usf.);

2. Untersuchungen mit technischen Werkstoffen unter ausgesucht günstigen Bedingungen (an Probekörpern mit prismatischen Versuchsstrecken, nach den Einspannstellen allmählich verstärkt, polierte Oberfläche u. a. m.), ein Maximum der Widerstandsfähigkeit der technischen Werkstoffe wiedergebend;

3. Untersuchungen mit technischen Werkstoffen in Konstruktionselementen in der Beschaffenheit, die praktisch vorhanden ist (z. B. mit Walzhaut), verarbeitet und behandelt unter Beachtung wirtschaftlicher Bedingungen, Abmessungen, Gestalt und Art der Belastung tunlichst nach den Verhältnissen, die beim Gebrauch der Konstruktionselemente maßgebend sind.

Es liegt nahe, daß der ausführende Ingenieur in erster Linie Erkenntnisse aus der dritten Gruppe sucht und erwartet, weil in der Regel nur mit diesen die zulässigen Belastungen der Werkstoffe begrenzt werden können[2]). Damit darf aber keineswegs ausgesprochen werden, daß die Untersuchungen nach 1. und 2. weniger wichtig seien; denn die Versuche nach 3. bedürfen zu ihrer Deutung oftmals der Feststellungen aus 1. und 2. Eine Entwicklung der Grundlagen aus 1. und 2. wird dabei als unentbehrlich empfunden.

Der Verfasser nimmt entsprechend seinem Aufgabenkreis in erster Linie an Untersuchungen nach 3. teil. Dazu waren seinerzeit zunächst die erforderlichen Einrichtungen bereitzustellen und neuartige Versuche in Gang zu bringen.

Die Arbeiten zu 3. erfordern Maschinen für verhältnismäßig bedeutende Kraftäußerungen und für große Proben. In Stuttgart stehen zur Zeit Maschinen, welche Zug- oder Druckkräfte von 50 t, 60 t und 200 t in oftmaliger Wiederholung ausüben lassen. Die Länge der Proben kann in diesen Maschinen bis 4,5 m betragen[3]). Die in dieser Weise ausgeführten Untersuchungen erstreckten sich bis jetzt vornehmlich auf Baustähle, Nietverbindungen, Schweißverbindungen sowie auf Holz; Versuche mit Beton sind eingeleitet. Den Ergebnissen seien folgende Beispiele entnommen ([3]) S. 9 u. f.).

a) Einfluß der Walzhaut der Baustähle.

Stäbe nach Abb. 1 mit Walzhaut lieferten die Dauerzugfestigkeit D_{zu} (Ursprungsfestigkeit)

mit Stahl	a	b
zu	15	23 kg/mm².

Beide Stähle hatten für die Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Querschnittsverminderung nur kleine Unterschiede geliefert. Die Dauerzugfestigkeiten D_{zu} unterschieden sich aber bedeutend, wie die soeben genannten Zahlen erkennen lassen.

Abb. 1. Probekörper.

Abb. 2. Walzhaut mit Materialrissen (Stahl a). (100 fache Vergrößerung.)

Abb. 3. Einwandfreie Walzhaut (Stahl b). (100 fache Vergrößerung.)

Die Erklärung dieses Unterschiedes fand sich in dem Umstand, daß die Walzflächen des Stahls a feine Rißchen nach Abb. 2 enthielten, während die Walzflächen des Stahls b gemäß Abb. 3 solche Mängel nicht aufwiesen. Da weiterhin bekannt ist, daß Mängel nach Abb. 2 öfter auftreten, muß gefolgert werden, daß die Stähle mit Walzhaut geprüft werden müssen, wenn sie in diesem Zustand zur Verwendung kommen.

[1]) Vgl. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929. Verlag Julius Springer.

[2]) Vgl. u. a. Graf, Maschinenbau 1931, Heft 7; Schaechterle, Stahlbau 1931, Heft 8.

[3]) Näheres in Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen, 1931.

Abb. 4. Querschnitt $a—a$ ist zu schwach.

Abb. 5. Randabstand e ist zu klein.

Abb. 6. Verformung durch unzulässig hohen Lochwanddruck.

Abb. 7. Zerstörung durch Abscheren der Niete.

Abb. 10. Versagen der Niete bei wechselnder Belastung.

L	l
100	30
120	40
160	60

Abb. 11. Geschweißter Probekörper.

b) Einfluß von Bohrungen.

Aus gewöhnlichen Zerreißversuchen mit Stäben nach Abb. 1 ist bekannt, daß die Bohrung die Zugfestigkeit nicht verringert, vielmehr in der Regel etwas erhöht. Wird ein Stab nach Abb. 1 oftmals wiederholt belastet, derart, daß die Belastung jeweils auf eine kleine Grundlast zurückschwingt, so sinkt die Dauerfestigkeit unter die Streckgrenze; dann (d. h. unter Anstrengungen, die mit erheblichen bleibenden Formänderungen nicht verbunden sind) machen sich die an den Lochrändern auftretenden höheren Anstrengungen geltend ([1]) S. 50 u. f.). Die Dauerzugfestigkeit D_{zu} des gebohrten Stabes mit Walzhaut ist für fünf Baustähle bei praktisch guter Herstellung der Bohrung bis jetzt zum 0,56- bis 0,66fachen der Dauerzugfestigkeit des Stabes ohne Bohrung ermittelt worden.

Da in vielen Fällen, namentlich in Nietverbindungen, Stäbe mit Bohrungen zur Verwendung kommen, ist die Dauerfestigkeit des gebohrten Stabes als maßgebend oder doch als vergleichsweise entscheidend zu beachten.

Abb. 9. Verformung durch wechselnde Belastungen bei zu hohem Lochwanddruck.

Abb. 8. Versagen des Bleches bei wechselnder Belastung.

Abb. 12. Zerstörung durch wechselnde Belastung.

Abb. 13. Zerstörung durch statische Belastung.

c) Nietverbindungen.

Die Bemessung von Nietverbindungen, die auf Zug belastet werden, erfolgt zunächst in bezug auf die Querschnitte *aa*, Abb. 4. Dann soll das Maß *e* in gewissen Grenzen bleiben, damit Zerstörungen nach Abb. 5 unterbleiben. Der Lochwanddruck ist eingegrenzt, um die Verdrückungen bei l_2, Abb. 6, zu beschränken. Die Niete werden auf Abscheren berechnet, um den Bruch der Niete nach Abb. 7 zu verhüten.

Die Abb. 4 bis 7 stammen von gewöhnlichen Zerreißversuchen. Werden die Nietverbindungen stark wechselnden Belastungen unterworfen, so entstehen wesentlich andere Bruchbilder, z. B. nach Abb. 8 bei Überschreitung des Zugwiderstandes des Bleches, nach Abb. 9, wenn der Lochwanddruck zu groß ist, nach Abb. 10, wenn die Niete versagen. Außerdem zeigt sich, daß der Gleitwiderstand der Nietverbindung, hervorgerufen durch die beim Abkühlen der Niete entstehenden Klemmkräfte, nicht vernachlässigt werden darf, wenn der Zugwiderstand der Bleche voll zur Geltung kommen soll. Bei Verwendung von Nieten aus St 34 gelingt es mit den üblichen Geräten bei guter Anstellung der zu verbindenden Stücke, den erforderlichen Gleitwiderstand wachzurufen. Bei anderem Nietstahl ist Vorsicht geboten, bis jeweils festgestellt ist, ob der Stahl und die vorgesehene Verarbeitung geeignet sind. Man ist in der Lage, das Erforderliche zu schaffen. Die bereits vorliegenden Versuche geben über das Wesentliche Aufschluß[4]).

[4]) Vgl. zunächst [3]). Eine umfassende Darstellung enthält die Dissertation von Wellinger, Stuttgart 1931.

d) Die Widerstandsfähigkeit von Schweißverbindungen,

die stark wechselnde Zugbelastungen ertragen sollen, wird zur Zeit meist überschätzt. Die Dauerzugfestigkeit D_{zu} von Stäben nach Abb. 11, hergestellt in Werkstätten der Schweißindustrie oder in der Versuchsanstalt, wurde in Grenzen ermittelt, die für das Blech erheblich unter den zulässigen liegen; nicht allein die Schweißstelle selbst, sondern die Beschaffenheit des Stahls an der Schweißstelle, die Oberflächenbeschaffenheit an der Schweißstelle und die Kraftübertragung an der Schweißstelle nehmen erheblichen Einfluß. Für Stäbe nach Abb. 11 mit $l = 30$ mm, hergestellt aus St 37, fand sich D_{zu} zu rund 7,0 kg/mm². Die Zerstörung erfolgte nicht wegen ungenügender Abmessungen der Schweißraupen; der Bruch begann vielmehr bei der Eintrittstelle des angeschlossenen Stabes (Abb. 12). Die Zugfestigkeit der Stäbe nach Abb. 11, mit den üblichen Zerreißversuchen ermittelt, fand sich bei $l = 60$ mm zu $K_z = 45$ kg/mm²; die Zerstörung erfolgte dabei nach Abb. 13, womit nach der heute üblichen Anschauung eine hohe Widerstandsfähigkeit der Schweißung bekundet wäre.

Günstigere Verhältnisse stellen sich ein, wenn die Belastungen zum größeren Teil ruhende sind. Hierzu wird berichtet, sobald die zur Zeit noch laufenden Versuche abgeschlossen sind[5]).

[5]) Vorläufig sei dazu auf die Feststellungen über die Dauerzugfestigkeit der Baustähle bei hohen Grundlasten verwiesen. Mit wachsendem Anteil der ruhenden Last an der Gesamtlast wächst die Tragfähigkeit. Vgl. z. B. [3]) S. 38 u. f.

Die Forderungen der Feuerwehringenieure an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen.[1])

Von Branddirektor Effenberger, Hannover.

Reine Holzbauten werden wohl fast nur noch beim Bau niederer Gebäude wie Schuppen usw. angewendet und im Innern von Speichern, wo aus betriebstechnischen Gründen auf die Verwendung von Holz nicht verzichtet werden kann.

Glattgehobelte Hartholzstützen zeigen sehr viel Widerstandskraft gegen das Feuer und haben sich besser bewährt als ungeschützte Stahlkonstruktionen. Im allgemeinen aber wird eine solche Bauart auf wenige Gebäude beschränkt bleiben.

Anders ist es bei Holzkonstruktionen in Massivbauten oder Fachwerkbauten. Die Balkendecke wird sobald nicht verschwinden, und auch die Verwendung hölzerner Dachstühle wird noch lange nicht durchweg durch andere Konstruktionen ersetzt werden. Hier wird sich bezüglich der ersteren der Feuerwehringenieur von seinem Standpunkt aus damit begnügen, daß eine gute feuerhemmende Isolierung der Holzdecken und sichtbaren Holzteile angeordnet wird. — Nur bei Hochbauten ist eine Verwendung von Holz zu den Decken nicht angebracht.

Was die Dächer betrifft, so wird man auch hier zweifellos noch lange Dächer, die doch die unter ihnen Wohnenden nicht unmittelbar gefährden, aus Holz herstellen, man wird nur fordern, daß die Treppen feuerbeständig umschlossen und vom Dachboden feuerbeständig abgetrennt werden, so daß man bei einem Dachstuhlbrande auf ihnen ohne Gefährdung bis ins Dachgeschoß gelangen kann.

Was die feuerbeständigen Anstriche usw. anlangt, so sind die Ansichten darüber sehr verschieden. Immerhin muß man sich darüber klar sein, daß ein solcher Anstrich mit wenigen Ausnahmen die Entflammung der Holzteile nur einige Minuten hinausschiebt, so daß wohl eine geringe Zeit gewonnen, nicht aber eine Entflammung auf längere Zeit verhindert wird. Ein besonders guter Erfolg ist jetzt in Hamburg mit einem von der I. G. Farben hergestellten Feuerschutzmittel, welches den Namen „Höchst" führt, erzielt worden. — Abgesehen von diesem Mittel, das sich erst bewähren soll, bleibt immer noch ein ordnungsmäßiger Rohrkalkmörtelputz bzw. eine Drahtziegelumhüllung oder dergleichen der Holzteile das am meisten Erfolg Versprechende.

Ungeschützte Stahlbauten größeren Stils gibt es, abgesehen von nur kurze Zeit bestehenden Gebäuden, wie Ausstellungsbauten, nur noch sehr wenige. Vor einigen Jahren brannte das Flora-Theater in Amsterdam ab, und in diesem Jahre war es der Ausstellungspalast in München, der größtenteils durch Feuer zerstört wurde. Außer den genannten Gebäuden, deren Feuergefährlichkeit längst erkannt ist, besteht nur noch der Kristallpalast bei London, der allerdings auch gewaltige Ausmaße aufweist. Die reichlichen Brände der in ungeschütztem Stahl konstruierten Ausstellungsgebäude sind bekannt. Leider wurden hierbei auch immer recht große Werte vernichtet. — Irrig und gänzlich verfehlt ist es, aus diesen Bränden auf die Feuersicherheit ummantelter Stahlskelettkonstruktionen zu schließen.

Vielen ist die Gefährlichkeit der Verwendung ungeschützten Stahls in umfangreichen Bauten nicht bekannt. Ebensowenig sind sie sich aber bewußt, daß sachgemäß geschützte Stahlbauten nach den gemachten Erfahrungen selbst Massivbauten an Sicherheit übertreffen können.

[1]) Nach einem auf der Leipziger Baumesse, Herbst 1931, gehaltenen Vortrag.

Eine Verwendung von Stahl in gegen Feuer gesicherter Form finden wir bei den Eisenbetonbauten, wo unter Ausnutzung der nicht wesentlich verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten von Beton und Eisen eine Verbindung geschaffen wurde, die feuerpolizeilich weitgehenden Ansprüchen genügte.

Wenn man sich in der Fachliteratur die Reihe der Brände von Eisenbetonbauten durchsieht, so findet man nur einen, der schließlich zum Einsturz des betreffenden Gebäudes geführt hat.

Interessant ist es, von den vielen Brandfällen von Eisenbeton-Gebäuden eine Anzahl herauszugreifen und zu untersuchen, was man aus den gemachten Erfahrungen lernen kann. Eisenbetongebäude werden ja meistens in ihrer gesamten Ausführung aus Eisenbeton hergestellt, also auch die Decken, es sei denn, daß die innere Einrichtung von Mühlen oder dergleichen eine andere Anordnung verlangt. Man wird also im ganzen annehmen können, daß in einem Eisenbetonbau auch die Decken aus Eisenbeton bestehen.

Am 11. April 1930 wurde das Eisenbetongebäude der Prowodnik in Riga zerstört. Man kann die Schuld am Einsturz dieses Gebäudes nicht ohne weiteres dem Eisenbeton als solchem beimessen. Es haben da Umstände mitgewirkt, die darauf schließen lassen, daß nach unseren heutigen Begriffen von feuersicheren Bauen sehr vieles nicht gestimmt hat. Ein Gebäude von 266 m Front und 28,5 m Breite, also etwa 7500 m² Grundfläche, ohne Unterteilung ist an sich schon vom feuersicherheitlichen Standpunkt eine Unmöglichkeit, zumal wenn es sich um mehrstöckige Bauten handelt. — Die Hitze des Brandes mußte sich naturgemäß sehr viel schneller über das ganze Gebäude verbreiten, als wenn Trennungen vorhanden gewesen wären. Auf diese Weise sind sehr bald die Dehnungsfugen ziemlich gleichzeitig beansprucht worden, was enorme Spannungen erzeugte. Dazu kommt noch, daß nach der Veröffentlichung des Branddirektors Bottke[2]) die Dehnungsfugen schon vor dem Brande keinen Spielraum mehr hatten, so daß an einzelnen Stellen schon Pressungen in den Decken beobachtet worden sind. Dieses vorzeitige Schließen der Dehnungsfugen kann aber nur in einem ungleichmäßigen Setzen des Baues seinen Grund gehabt haben. Weiter scheinen auch die Bewehrungseisen nicht durch eine genügend starke Betonschicht geschützt gewesen zu sein, endlich war für Ablauf des Löschwassers nicht genügend gesorgt.

Welche Lehren ergab nun dieses Feuer?

Zunächst ist es vom feuersicherheitlichen Standpunkte, wie schon gesagt, unzulässig, mehrstöckige Gebäude von solchem Ausmaße ohne Trennung zu errichten. Das in den deutschen Bauordnungen vorgeschriebene Maß von 40 bis 50 m ohne Brandmauer dürfte, von wenigen Repräsentationsbauten abgesehen, schon das Richtige sein. Als zweites muß verlangt werden, daß die Fundierung so sicher berechnet wird, daß nicht durch nachträgliches Setzen der Bauten Unordnung in die Dehnungsfugen gebracht wird. Als drittes ist zu fordern, daß die Dehnungsfugen in genügender Menge und Ausdehnung angeordnet werden. Dabei hat sich gezeigt, daß in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton offenbar auf Brandtemperaturen keine Rücksicht genommen ist. — Professor Henne spricht in einem Aufsatz „Probleme

[2]) Feuerschutz 1931, Heft 2.

der feuerbeständigen Bauweise vom Feuerversicherungsstandpunkt betrachtet"[3]), seine Ansicht dahin aus, daß von den Spezialfachleuten geprüft werden mag, ob es überhaupt möglich ist, in praktisch durchführbarer Weise durch Anordnung von Dehnungsfugen die Einwirkung der Hitze auf Betonkonstruktionen, die durch und durch heiß werden können, so auszugleichen, daß keine ernstliche Schädigung am Bauwerk entstehen könne.

In einem anderen Aufsatz[4]) erwähnt Professor Henne die Ausführungen eines amerikanischen Fachmannes, Frank Burton, der sich etwa wie folgt äußert:

„Bei feuerbeständig ummantelten Säulen und Stützen ist die Ausdehnung nicht so ernst zu nehmen. Ganz anders liegt die Sache bei Tragbalken aller Art, die ihrerseits bei ihrer Ausdehnung auf die oben und unten festgehaltenen Säulen durch exzentrische Kräfte biegend einwirken usw. Beim Beton wird darauf hingewiesen, daß infolge seines vom Eisen wenig verschiedenen Ausdehnungsfaktors die Massigkeit der Konstruktion und ihr geringes Wärmeleitungsvermögen ein günstiges Gegenmoment bilden. Wenn aber eine Betondeckenplatte lange Zeit einer einseitigen Erhitzung durch heftiges Feuer ausgesetzt ist, dann treten unter dem Einfluß der oben und unten recht verschiedenen Temperaturen unter Umständen Ausbuchtungen ein. Setzen nun in ununterbrochen durchgehenden, ausgedehnten Decken die von den Säulen ausgehenden Reaktionen dem Widerstand entgegen, dann treten die zerstörenden Kräfte auf. Bei einer Decke von beschränktem Ausmaße, die über einen kleinen Versuchsraum gespannt ist, beweist der zwei Stunden lange, scheinbar erfolgreiche Widerstand aber nicht, daß das gleiche Ergebnis bei einem heftigen, vier Stunden währenden Brande in einem Raume von viel größeren Grundflächen erzielt wird."

Aus diesen Auslassungen geht deutlich hervor, daß der Horizontaldruck, der bei Bränden auftreten kann, zum mindesten ebenso wichtig ist wie der Vertikaldruck, was man wohl früher nicht recht erkannt hat, ferner, daß für Konstruktionen, bei denen Stahl verwendet wird, nicht die Temperatur als besonders wichtig in Betracht kommt, bei welcher der Stahl seine Tragfähigkeit verliert, sondern die, bei welcher seine Ausdehnung bei noch völlig vorhandener Tragfähigkeit gefährlich zu werden droht.

Zu den drei oben aufgestellten Forderungen ergibt sich mithin als vierte, daß die Deckung der Bewehrung im Beton sich nach der Ausdehnung der Räume, der Höhe der Gebäude und bei besonders feuergefährlicher Lagerung, wie z. B. Zelluloid, auch nach der Feuergefährlichkeit der zu lagernden Waren oder auch des Betriebes richtet. Erfahrungen über die Stärke der Deckung liegen vor. Verwiesen sei hier auf die seinerzeit an dem Feuerwehrturm der „Gesolei" gemachten Versuche[5]). Diese Versuche zeigen deutlich, daß die früher angenommene Deckungsschicht von 2,5 cm unter Umständen als zu schwach bezeichnet werden muß, wenn man auch andererseits annehmen kann, daß selbst dort, wo Betonbewehrung freigelegt wurde, diese Freilegung nicht in besonderem Umfange — je nach der Stärke des Betons — zu Schäden führen kann.

Endlich scheint der Brand der Prowodnik darauf hinzuweisen, daß dort, wo mit solchen Waren zu rechnen ist, die viel Wasser aufsaugen, oder wo beim Brande mit wasseraufsaugendem Schutt usw. zu rechnen ist, auch für die Abführung des Wassers nach außen gesorgt werden muß, und zwar schon deshalb, damit in den darunterliegenden Räumen nicht erheblicher Wasserschaden entsteht. Branddirektor Bottke, Erfurt, glaubt zwar nicht, daß die Mehrbelastung der Decken der Prowodnik den Einsturz der Gebäude gefördert habe. Das kann seine Richtigkeit haben, aber ein Moment kommt zum anderen, und ob die Decke tatsächlich die errechnete Festigkeit noch gehabt hat, ist zum mindesten nicht erwiesen.

Als zweites Feuer wäre das von Branddirektor Dr.-Ing. Sander, Hamburg, beschriebene Feuer im Lagerhaus Karstadt am 6. Juni 1929 anzuführen[6]). — Auch dort traten ähnliche Erscheinungen auf wie in der Prowodnik, insofern, als zwar nicht das Gebäude selbst durch den Schub zerstört wurde, wohl aber Teile eines angrenzenden. Allerdings bleibt die Frage offen, ob nicht doch bei längerer Brenndauer auch das Gebäude selbst erheblich gelitten hätte. Man darf hier nicht übersehen, daß bei diesem Feuer einmal die Feuerwehr verhältnismäßig schnell zur Stelle war und daß zum anderen der Lagerraum nicht in solchem Umfange Ware enthielt wie die Prowodnik.

Auch in diesem Falle erscheint die Dehnungsfuge, die auf etwa 40 m eingebaut war, bei weitem nicht ausreichend. Leider wurde hier wohl kaum vorher festgestellt, ob die Dehnungsfuge vor dem Brande noch vorhanden war und wie groß sie gewesen ist. Branddirektor Bottke erwähnt[7]), daß die Dehnung des Eisenbetons bei einem 10 m langen Träger und einer Erwärmung um 100° C 1,4 cm beträgt. — Danach kann man sich vorstellen, wie stark eine Dehnungsfuge sein muß, wenn sie einigermaßen den an sie gestellten Anforderungen genügen soll. — Bei Stahl hört zwischen 500 bis 600° C der Schub auf, außerdem wird ummantelter Stahl immer nur auf kurze Strecken der vollen Gewalt des Feuers ausgesetzt sein. Bei Eisenbeton ist die Möglichkeit gegeben, daß alle für den Schub in Betracht kommenden Schichten sehr viel höhere Temperaturen erlangen.

Kaiser schlägt vor[8]), etwa alle 10 m eine Dehnungsfuge anzuordnen. Wenn das technisch möglich ist, so wäre es außerordentlich zu begrüßen. Natürlich müßte die Fuge auch genügend groß gewählt werden.

Bei einem wirklich feuersicheren Gebäude von großer Breite muß auch in der Querrichtung eine Dehnungsfuge angeordnet werden. Deren Ausführung wird Sache der Konstrukteure sein und läßt sich technisch sicher ermöglichen.

Endlich ist auch bei diesem Brande wieder in die Erscheinung getreten, daß die Deckung der Eisenbewehrung anscheinend reichlich schwach war, wobei wiederum auf die Versuche am Feuerwehrturm der Gesolei verwiesen sei.

Ein weiteres Feuer in einem Betonbau brach am 1. Dezember 1929 in einem Augsburger Unternehmen aus[9]). Auch hier erwies sich die Deckschicht unter den Eiseneinlagen als zu schwach. Abgesehen von dem häufiger beobachteten geringen Durchbiegen der Decke infolge einseitiger Erhitzung, waren hier einige Durchbiegungen so stark, daß sie zu Bedenken Veranlassung geben mußten.

Selbst an den Umfassungswänden zeigten sich größere und kleinere Risse, die z. T. die ganze Gebäudefront bis zur Dacheindeckung durchzogen.

Die anderen großen Brände, die uns bekanntgeworden sind, wie z. B. der Brand der Urbansmühle in Hattenheim, der Brand der Schokoladenfabrik Sarotti 1922, der Brand im Kellergeschoß der Fleischgroßmarkthalle in Chemnitz, der Warenhausbrand von Knopf in Karlsruhe 1928, der Brand in der Mars-Bleistiftfabrik J. S. Städtler in Nürnberg, führten zu ähnlichen Feststellungen.

Aus den Erfahrungen des zu Studienzwecken gewollten Brandes im Feuerwehrturm der Gesolei sei noch erwähnt, daß hinsichtlich der Erwärmung des Betons folgende Feststellungen gemacht wurden: In 15 cm Tiefe stieg die Temperatur bei zweistündiger Brenndauer auf 100° C und blieb von da an gleich. Bei 3, 4 bis 5 cm Überdeckung betrugen die höchstermittelten Temperaturen 400° C. Hier sei auch auf die Woolsonschen Versuche hingewiesen, die bei Beton und einer fünfstündigen Brenndauer von 816° C in einer Tiefe von 2,5 cm eine Erwärmung auf 593° und in 17,8 cm Tiefe eine solche auf 227° verursachten. — Man muß aber hier auf die Verschiedenheit der einzelnen Betonarten hinweisen.

Die Feuerversicherungen stellen hinsichtlich der Feuersicherheit von Industriebauten an Betonkonstruktionen folgende Mindestforderungen:

1. Umfassungswände: Unbewehrter Beton von 25 cm Stärke oder 20 cm bewehrter Beton.
2. Decken: Eisenbetondecken unter der Voraussetzung, daß über den Eiseneinlagen an der Unterseite eine Schutzschicht aus Betonputz von mindestens 3 cm Stärke liegt. Die Anbringung von nach außen führenden Kanälen zur Verhütung der Ansammlung von Löschwasser über dem Fußboden ist zu empfehlen.
3. Unterzüge und Träger: Eisenbeton, wenn über den Eiseneinlagen eine Schutzschicht von Beton und Putz von mindestens 4 cm Stärke liegt.
4. Stützen und Pfeiler: Eisenbeton, wenn über den Eiseneinlagen eine Schutzschicht aus Beton und Putz von mindestens 5 cm liegt.

Vorstehende Angaben werden von Professor Henne, von dem sie dem Verfasser in liebenswürdiger Weise zur Verfügung gestellt wurden, in der „Bauzeitung" veröffentlicht werden.

Wenn man weitere Versuche mit Betonbauten anstellen will, so werden sich diese Versuche nicht nur auf die Fortpflanzung der Raumwärme im Beton und die Ermittlung einer möglichst vielen Verhältnissen entsprechenden Dehnungsfuge auszudehnen haben, sondern auch auf die Belastungsfähigkeit der dem Feuer ausgesetzten Stützen. Nach einer Veröffentlichung „Der Einfluß von Brandtemperaturen auf verschiedene wichtige Bauelemente", herausgegeben vom Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, wurden Betonsäulen und bekleidete Stahlsäulen ohne Belastung bei Temperaturen bis zu 1000° C und bis zu zwei Stunden Branddauer geprüft. Dabei sollen die Stahlsäulen intakt geblieben sein, während bei nachträglich durchgeführten Stauchproben eine Verminderung der Belastungsfähigkeit der Betonsäulen festgestellt worden sein soll.

Wenn man nun die Gesamterfahrungen aus den Bränden in Betonbauten zusammenfaßt, so muß man sagen, daß dem Eisenbetonbau eine erhebliche Feuerbeständigkeit zuzusprechen ist, wenn die Anlagen sachgemäß und unter Berücksichtigung der vorstehend gemachten Hinweise zur Ausführung kommen. Zu betonen ist dabei besonders, daß natürlich für ein Wohnhaus oder ein Bürogebäude die Forderungen, die für ein wirklich feuerbeständiges Gebäude aufgestellt werden müssen, gewissen Abänderungen und Abschwächungen unterliegen, da ja hier in den meisten Fällen, soweit es sich z. B. nicht um Hochhäuser handelt,

[3]) Die öffentliche Versicherung 1930, Heft 10.
[4]) Die öffentliche Versicherung 1931, Heft 5.
[5]) Heft 59 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.
[6]) Bauing. 1929, Heft 35.
[7]) Feuer und Wasser 1930, Heft 7.
[8]) Die Bauhütte 1929, Heft 25.
[9]) Feuer und Wasser 1930, Heft 2.

in bezug auf die Decken nur eine feuerhemmende Bauweise von der Baupolizei verlangt wird.

Während bis auf weitere Untersuchungen des Verhaltens der Dehnungsfuge im Brandfalle und der Betonpfeiler nach dem Brande beim Eisenbeton die Hauptfragen geklärt sind, liegen bei dem an und für sich älteren Stahlskelettbau für uns Deutsche noch mancherlei Fragen vor, die der Klärung bedürfen. Freilich würde man ohne weiteres nach den in Amerika gewonnenen Unterlagen feuerbeständige Bauten ausführen können, aber es kommt eben darauf an, unter Einsatz nicht zu hoher Kosten, bei möglichst geringem Gewicht, die höchste Sicherheit zu erreichen. Bei der Betrachtung der Umstände, unter denen ein Stahlskelettbau als feuersicher angesprochen werden kann und die hauptsächlich darauf hinzielen, daß alle tragenden Stahlteile feuerbeständig ummantelt werden sollen, wird man nicht umhin können, auf die amerikanischen Stahlskelettbauten einzugehen, da gerade hier durch die gegebenen Bauaufgaben die meisten Erfahrungen auf dem Gebiete der Stahlskelettbauweise gesammelt werden konnten.

Die Erfahrungen, die man bei den vielen Riesenbränden in Amerika — erwähnt seien hier nur die Brände in Baltimore, Chicago, San Franzisko neben sehr vielen Einzelbränden — mit der Standsicherheit der Stahlskelettgebäude — meistens Hochhäuser — gemacht hat, sind durchaus gut. Namentlich in der neueren Zeit sind aber auch Konstruktionen dabei, die zum mindesten bei uns gewisse Bedenken auslösen. Trotz aller Großzügigkeit oder vielleicht gerade deswegen, übersieht man hier und da wohl auch Gefahren, die entstehen können. Verfasser hat einst in einem Buche die großen Brände der Erde, auch die amerikanischen Großbrände bis 1910, behandelt. Es ist erschütternd zu sehen, wie meist mangels geeigneter Feuerverhütungsmaßnahmen usw. viele Menschen bei diesen Großbränden ihr Leben lassen mußten, und welche Unsummen von Dollars durch das tückische Element Feuer zunichte gemacht wurden. So wäre auch an den neuesten Konstruktionen einiges verbesserungsbedürftig. Das ist vor allem die Benutzung der Hohlstützen zur Führung von Rohren und Leitungen aller Art. Sollten nicht die häufigen Durchbrechungen ihrer Isolierschicht zu einer Verletzung der letzteren führen? Auch sonst kann die Führung von Leitungen aller Art in den bei Stahlskelettbauten etwa entstehenden Hohlräumen als nicht sehr glücklich angesehen werden. Am meisten aber muß man sich darüber wundern, daß beabsichtigt ist, für ein führendes Werk der amerikanischen Werkzeugbranche ein fensterloses Gebäude zu bauen[10]), in welchem die Luft an der höchsten Stelle entnommen und von da in sämtliche Räume des Gebäudes gepreßt wird. Es bleibt doch nicht aus, daß an irgendeiner Stelle schädlicher Rauch entstehen kann. Was geschieht dann, wenn die giftigen Gase durch das gesamte Gebäude gepreßt würden? — Die Erfahrungen, die man im Krankenhause zu Cleveland gemacht hat, wo 110 Menschen das Leben einbüßten, müßten ja als „Mene Tekel" vor einer solchen Ausführung warnen. Leider ist nirgends etwas über die näheren Einzelheiten einer solchen Belüftung zu erfahren, was zu einer besseren Belehrung führen könnte.

Bezüglich der Verlegung von Leitungen in den eventuellen Hohlräumen der Stahlskelettbauten sei auf die Ausführungen von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Siegmund Müller auf der XXV. Tagung des Reichsvereins Deutscher Feuerwehringenieure 1930 in Wernigerode verwiesen. Er führte daselbst aus: „Gerade für die Hauptfrage des Stahlschutzes — für die Stützenummantelungen — hat der Baltimorebrand wichtige Schlüsse und Erfahrungen, vor allem in allgemein baulichen Fragen gebracht. Wo Stützenummantelungen sich nicht bewährt haben, hat es ausschließlich an zwei Grundfehlern gelegen, die mit der Ausgestaltung des eigentlichen Mantelschutzes an sich nichts zu tun haben. In die Hohlräume zwischen Stahlstütze und Umkleidung dürfen keinerlei Rohrleitungen verlegt werden; Rohrstränge können bei Erhitzung die ganze Wand einer Umkleidung absprengen." Der andere Fehler kommt für europäische Verhältnisse kaum in Betracht.

Von großem Wert auch für uns sind weiter die Erfahrungen aus den Brandversuchen, die in Amerika gemacht wurden.

Man hat außer an unbekleideten Stahlkonstruktionen, die meist schon nach weniger als einer halben Stunde versagten, teilweise und ganz ummantelte Stahlkonstruktionen bis zum Ende ihrer Tragkraft geprüft. Bei fünf Stahlkonstruktionen mit 10 cm Ummantelung aus Beton und Eisenbeton wurde die Prüfzeit nach acht Stunden abgebrochen.

Diese bekannten Versuche ergaben bei einer Ummantelung mit Putz und Streckmetall von $2^1/_2$ bis 3 cm Stärke beinahe 3 Stunden Prüfzeit, bei einer Ummantelung mit 5 cm Hohlziegel eine Prüfzeit von $4^1/_2$ Stunden, bei einer Ummantelung mit 10 cm Hohlziegel eine Prüfzeit von $7^1/_2$ Stunden, bei einer Ummantelung mit 5 cm Gipsplatten $2^1/_2$ Stunden, bei einer Ummantelung mit 10 cm Gipsplatten $4^1/_2$ bis $6^1/_2$ Stunden und bei einer Ummantelung von 5 cm Beton 2 bis 8 Stunden, je nach der Konstruktion der Stützen. — Daraus kann man entnehmen, daß Gipsplatten, wahrscheinlich wegen ihrer Empfindlichkeit gegen mechanische Angriffe, nicht ganz zuverlässig sind, und daß es nicht nur auf die Deckung, sondern unter Umständen auf die Art der Stützen ankommt.

[10]) Demizet 1931, Heft 11.

So interessant nun die Erfahrungen in Amerika und die dort angestellten Versuche gewesen sind, so erscheinen sie doch nicht ausreichend. Meßbare Resultate über die Isolierfähigkeit der Ummantelung wurden dabei nicht erzielt, ebensowenig bestimmte Resultate über die Veränderlichkeit der Tragfähigkeit während des Brandes und über die Tragfähigkeit nach dem Brande unter denselben Voraussetzungen. Ebenso wäre es wünschenswert gewesen, zu ermitteln, wie höhere Temperaturen vor der Verformung sich auf weiter entfernt liegende Teile ausgewirkt haben würden. Ferner sind wissenschaftlich verwertbare Versuche von ummantelten Stahlkonstruktionen in Verbindung mit eingebauten Decken wenig gemacht. Es bleibt also der deutschen Bautechnik und dem deutschen Wissen vorbehalten, solche Versuche anzustellen. Ein gewisser Anfang ist bereits im Jahre 1930 mit den Nürnberger Brandversuchen gemacht worden.

Zunächst, abgesehen von den Wünschen der Feuerwehringenieure, ergeben zwei Brände in Stahlskelettbauten in Prag und Berlin auch gewisse Anhaltspunkte über die Bewährung von solchen Bauten. Bei dem Brande des Kaufhauses Amschelberg in Prag am 5. Februar 1931[11]) darf allerdings folgendes nicht übersehen werden:

1. daß sämtliche Stützen im Neubau noch nicht ummantelt waren,
2. daß die oberen Teile des Neubaues nach allen Seiten offen waren,
3. daß das Feuer im ganzen nur $2^1/_2$ Stunden dauerte,

so daß die Beanspruchung durch höhere Wärmegrade an den meisten Stellen nur verhältnismäßig kurzfristig gewesen sein kann.

Der Befund nach dem Brande ergab auch tatsächlich, daß sich die Hitze nur auf wenige Stellen beschränkte. Lediglich an einer Stütze konnte eine S-förmige Ausbuchtung festgestellt werden. In ihrer Nähe waren gußeiserne Röhren vollständig abgeschmolzen. Diese Stütze hat sicher keine wesentliche Tragfähigkeit mehr besessen. Sie brach aber nicht zusammen, und der Bau des Gebäudes konnte nach Auswechslung der fraglichen Stütze sehr bald wieder in Angriff genommen werden.

Abgesehen von Schäden an einigen offen liegenden Oberlichtkonstruktionen und abgesehen von den Granitstufen haben vor allem die Decken gelitten, die als Hohlziegeldecken ausgebildet waren. Die Ziegel zersplitterten und fielen in Bruchstücken herunter. Die freigelegten Längseisen dehnten sich infolge der Erwärmung derart, daß sämtliche Decken durch den dadurch entstandenen Durchhang erneuerungsbedürftig wurden. Einzelne Deckenfelder brachen sogar durch. Die stählernen Deckenträger, die bereits einbetoniert waren, erlitten nirgends einen Schaden.

Ein weiterer Schaden ergab sich bei einer 15 cm starken Betonwand, welche, einseitig erhitzt, sich ausgebogen hatte. Das gleiche geschah mit einer 30 cm starken Brandmauer aus Ziegeln, welche das Gebäude gegen einen Nachbarhof abgrenzte, und für welche die Gefahr des Einsturzes bestand.

Das Feuer im Warenhaus Tietz in Berlin[12]) hat bedeutend länger gedauert als das in Prag. Gegen 12 Uhr erst, also etwa vier Stunden nach Erscheinen der Feuerwehr, waren die Löscharbeiten so weit gediehen, daß man annehmen konnte, daß die Gewalt des Feuers an allen Stellen gebrochen war.

Sehr gut verhielt sich die Ummantelung der im Neubau verwendeten Stahlstützen. Die Zwischenräume dieser aus Profilen zusammengesetzten Stützen waren mit Beton ausgefüllt und die Stützen selbst mit einer 7 cm starken Monierummantelung umgeben, die außerdem noch verputzt war. Diese Ummantelung ist, abgesehen von einzelnen Putzabblätterungen, vom Feuer kaum angegriffen worden.

Der Deckeneinsturz ist, wo er erfolgte, dadurch veranlaßt, daß Unterzüge an einer Seite durch Holzkonstruktionen behelfsmäßig abgestützt waren und zusammenbrechen mußten, nachdem die Tragfähigkeit der Holzkonstruktionen erschöpft war.

Ein Vergleich mit der Bewährung von nicht ummantelten Stahlkonstruktionen mit den Erfahrungen in Prag ist um dessentwillen schwer zu ziehen, weil man wohl annehmen muß, daß ein großer Teil des Einsturzes auf die Explosion einer Stahlflasche zurückzuführen ist.

Bei Guß- und Stahlsäulen hat sich die Ummantelung, aus 5 cm Rabitzputz bestehend, teilweise gut bewährt, zum Teil sind große Teile, namentlich nach der Decke zu, abgesprungen, was allerdings keinen Einfluß auf die Haltbarkeit der Stützen ausgeübt hat.

Die in der Frontwand stehenden Stahlstützen waren lediglich mit Holz bekleidet, welches unter Einwirkung des Löschwassers nicht vollständig verbrannte und so die Stützen schützte. — $1/_2$ Stein starke Trennungswände sind unter der Einwirkung der Hitze ausgebeult und zusammengestürzt.

Die Deckenkonstruktionen haben sich bei dem Brande teilweise gut bewährt. In dem bestehenden Gebäude waren teils Eisenbetondecken, teils Zementplattendecken vorhanden, während im Erweiterungsbau Steineisendecken vorgesehen waren. Ein Teil der Decken war unterputzt, während bei dem anderen Teil besondere Rabitzdecken untergespannt waren. Der Deckenputz und auch die Rabitzdecken haben verhältnismäßig gut gehalten, wobei zu berücksichtigen ist, daß bei dem herrschenden Winde und den vielen großen Fensteröffnungen die Hitze stark nach außen abgeleitet worden ist. Am wenigsten Widerstand leisteten die

[11]) Stahlbau 1931, Heft 10; Bauing. 1931, Heft 27.
[12]) Dipl.-Ing. Kohsan, Feuerschutz 1929.

Zementplattendecken, besonders in allen Fällen, in denen das Löschwasser mit ihnen in Berührung kam.

Das Ergebnis dieser beiden Brände ist dahin auszuwerten, daß gut ummantelte Stahlstützen sich ausgezeichnet gehalten haben. Von besonderer Bedeutung ist aber der Umstand, daß in Prag trotz der Zerstörung einer nicht ummantelten Stütze die nur zum Teil ummantelte Rahmenkonstruktion den Druck dieser Stütze aufnahm. Das ist natürlich erst recht für durchweg ordnungsmäßig ummantelte Stützen von großer Bedeutung, da durch ein solches Verhalten die Einsturzgefahr auch bei ungünstigen Verhältnissen sehr an Wahrscheinlichkeit verliert.

Aus den beiden Bränden ersieht man ferner, daß Hohlsteindecken und Decken aus Zementplatten beim Anspritzen durch Wasser außerordentlich empfindlich sind, während andere Decken recht gut gehalten haben. Endlich ist von Bedeutung, daß $^1/_2$ Stein starke, nicht tragende Mauern ihren Zweck als Brandmauer, entgegen der in den baupolizeilichen Bestimmungen gegebenen Erläuterungen, nicht immer erfüllen.

Wenn man nun im Zusammenhang mit den Erfahrungen der amerikanischen Brände einen Schluß ziehen will, so kann man annehmen, daß die Einsturzgefahr gut ummantelter Stahlskelettbauten keinesfalls größer ist als die anderer feuerbeständiger Bauweisen.

Eine Stoßfuge zu verlangen, wäre meines Erachtens beim Stahlskelettbau völlig abwegig, da ja gerade im konstruktiven Zusammenhang der gut ummantelten, tragenden Teile des gesamten Baues dessen Stärke gegenüber der Zerstörungsmöglichkeit durch Feuer liegt.

In seinem bereits erwähnten Vortrage führt Geheimrat Siegm. Müller unter anderem folgendes aus:

„Bekanntlich müssen die massiven Skelettbauten wegen der beim Erhärten und Austrocknen auftretenden Schwindungen in geringen Abständen mit durchgehenden Fugen aufgeteilt werden. Das Stahlskelett bedarf solcher Teilungen aus Gründen der Schwindung nicht; Erscheinungen aus ungleichmäßig auftretenden Kraftwirkungen an Schwindfugen sind daher bei Stahlbauten nicht vorhanden. Wärmeausdehnungen der vollwandigen Stahlprofile verteilen sich auf das ganze Traggebilde in weitem Umkreise mit auslaufenden Temperaturkurven; das Verhalten des Stahls an der Fließgrenze ist der beste Ausgleich für elastische Temperaturverformungen."

Hinsichtlich der Wünsche der Feuerwehringenieure in bezug auf Stahlskelettbauten wird man auch hierbei Unterschiede bezüglich der Feuerbeständigkeit zu machen haben, die sich aus Größe, Höhe und Zweckbestimmung ergeben. Wie die Einteilung im einzelnen vorgenommen werden soll, muß sich aus den Erwägungen der an den Bauten interessierten Stellen ergeben.

In den neuen Bauvorschriften des „National Board of Fire Underwriters" (übersetzt von Rudolf P. Mittler) werden die Gebäude nach dem Inhalt in fünf Gruppen eingeteilt, um die Anforderungen an den Feuerschutz festzulegen. Diese fünf Gruppen sind:

Öffentliche Gebäude,
Anstalten,
Wohnhäuser,
Geschäftshäuser,
Lagerhäuser.

Für die Einreihung in eine dieser Klassen sind die bestimmten Brandzeiten, die beabsichtigte Einrichtung des Gebäudes und dessen Höhe maßgebend. Für gewisse Gebäude, wie für Asyle, Hospitäler, Kinderheilanstalten usw., bei denen die Beweglichkeit der Insassen sehr beschränkt ist, werden Konstruktionen vorgeschrieben, die den möglichst größten Schutz gegen Feuer bieten. Diese werden gerade so, wie auch für Theater, ohne Rücksicht auf Größe oder Lage vorgeschrieben. Ferner fallen darunter alle neuen Gebäude, welche mehr als 900 m² Grundfläche oder 23 m Höhe haben. Bei Lagerhäusern darf die Höhe nur 15 m betragen. Garagen dürfen nur bis zu 900 m² Grundfläche errichtet werden, haben aber bei feuerbeständiger Bauweise keine Begrenzung nach der Höhe. Das letztere gilt auch für die Fabrikgebäude und die Geschäfts- und Warenhäuser.

Daneben sind die halbfeuerbeständigen Konstruktionen zugelassen. Für Mindeststärken der Ummantelungen sind gewisse Maße festgelegt; so für Stützenummantelung 5 cm. — Für die Feuerbeständigkeit der einzelnen Konstruktionen sind folgende Zeiten festgelegt:

	Feuerbeständig	Halbfeuerbeständig
Brandmauern	4 Stunden	4 Stunden
Tragende Wände	4 „	3 „
Andere Wände	3 „	3 „
Isolierte Grundmauern	4 „	3 „
Stützen	4 „	3 „
Wandtragende Unterzüge	4 „	3 „
Andere Unterzüge	3 „	2 „
Deckenträger	3 „	2 „
Decken	3 „	2 „
Dächer	3 „	2 „
Fußböden	3 „	2 „
Feuerschutztrennwände	3 „	2 „

Man sieht daraus, daß die Anforderungen namentlich an die halbfeuerbeständigen Bauten immerhin recht erheblich sind. Im Gegensatz zu anderwärts aufgestellten Forderungen[13]) wird man in vielen Fällen in den Außenwänden geschützte Stahlstützen verlangen müssen.

Bei nicht ausreichenden Abmessungen, besonders bei Giebeln von Scheunen usw., die mitunter in den obersten Schichten nur $^1/_2$ Stein stark ausgeführt werden, treten auch bei Massivbauten häufig genug Einstürze ein.

Aber hier und bei Holzkonstruktionen zwischen massiven Mauern kann man sich meist eher ein Bild darüber machen, wann ein Zusammensturz erfolgen wird, als bei ungeschützten Stahlkonstruktionen, wo die nicht mehr ausreichende Tragfähigkeit erst dann erkannt wird, wenn es zu spät ist.

Geheimrat Müller schlägt in seinem wiederholt erwähnten Vortrage in Wernigerode vor, den Schutz der Stahlskelettbauten nach drei Stufen einzuteilen:

1. die normale Feuersicherung von Stahlstützen durch Putzummantelung,
2. den hochwertigen Schutz der Bauwerke schwerer Feuergefährdung durch Stein- oder Plattenummantelung,
3. eine dritte Stufe stärksten Feuerschutzes für Bauwerke außergewöhnlicher Brand- und Explosionsgefährdung mit vollem Kern.

In folgendem sollen nur die unter 2. und 3. bezeichneten Stahlskelettbauten, also solche, die als wirklich feuerbeständig gelten sollen, betrachtet werden. Dabei müssen auch Forderungen berührt werden, die an andere feuerbeständige Bauweisen gestellt werden müssen.

Daß in statischer Beziehung diese Bauten einwandfrei sein und auf einwandfreie Fundamente gestellt werden müssen, ist selbstverständlich.

Davon abgesehen, steht an erster Stelle natürlich die Forderung einwandfreier Ummantelung der Tragekonstruktionen, also der Stützen und Unterzüge für eine mehrstündige Branddauer. Für den Feuerwehringenieur sind außerdem von besonderem Interesse:

1. Keine Verlegung von Rohren usw. innerhalb des Bereiches, bis zu welchem die Deckschicht der Träger reicht.

2. Feuerbeständige Trennung der einzelnen Stockwerke voneinander, möglichst ohne Durchbrechungen.

3. Wo solche Durchbrechungen notwendig sind, also bei Treppen und Aufzügen, feuerbeständiger Abschluß derselben. Sonstige Öffnungen müssen in feuerbeständiger Ausführung geschlossen werden.

4. Bei ausgedehnten Gebäuden sind etwa alle 40 m Brandmauern vorzusehen.

5. Bei Unterteilungen der Gebäude durch Brandmauern und für die Umschließung der Treppenhäuser und Aufzüge dürfen nur genügend widerstandsfähige Materialien in genügender Stärke verwandt werden.

6. Treppen müssen in feuerbeständiger Weise hergestellt werden. Die Kellereingänge dürfen nicht in demselben Flur wie die Treppenhäuser liegen.

7. Zu den Decken dürfen keinerlei Materialien verwandt werden, die beim Anspritzen mit Wasser ihre Festigkeit wesentlich verlieren oder zerspringen.

8. In den einzelnen Stockwerken ist möglichst für Abfluß etwaigen Löschwassers Sorge zu tragen.

9. Wirksamer Rostschutz ist für alle verwendeten Tragekonstruktionen vorzusehen.

Wie gesagt, bleibt die Hauptsorge eine zweckmäßige und dauerhafte Ummantelung von Trägern und Stützen. Diese Ummantelung einwandfrei, leicht und nicht zu teuer herzustellen, ist Sache der Stahlbauindustrie und heute ohne weiteres erreichbar. Der Wärmeausdehnungskoeffizient der Ummantelung muß möglichst gering sein, damit sich im Brandfalle die Umhüllung nur wenig staucht und das Abplatzen des Materials vermieden wird. Eine Umhüllung mit fertigen Platten ist zwar sehr bequem, hat aber große Nachteile, da an den Fugen sehr leicht Risse entstehen, wie wiederholt festgestellt werden konnte.

Wenn es sich um Hochhäuser handelt, wird man mindestens die Anlage von zwei feuerbeständigen Treppen verlangen, wenn man nicht in der Art der Westfalentürme absolut feuerbeständige und rauchsichere Treppen anzulegen vermag. Sehr vorteilhaft ist das Absetzen der oberen Stockwerke, soweit sie nicht durch die Leitern der Feuerwehr erreicht werden können. Das hat natürlich für Wolkenkratzer keinen Sinn, da werden andere Maßnahmen getroffen werden müssen. Im übrigen wird in Deutschland infolge der meist weniger günstigen Untergrundverhältnisse die Höhe der Gebäude beschränkt bleiben.

Für Hochhäuser wird man noch Anforderungen an die Vergrößerung des Druckes der Wasserleitung stellen, was selbstverständlich und aus rein wirtschaftlichen Gründen schon geboten ist.

Daß man feuerbeständige Häuser in Stahlskelettbauweise errichten kann, haben, wie erwähnt, die amerikanischen und deutschen Er-

[13]) H. Hagn, Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Feuer. Hamburg 1904.

fahrungen zur Genüge gezeigt, aber man will auch nicht zu teuer bauen, und da wird es Sache der Versuche sein, die der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, evtl. vorzunehmen gedenkt, aus den vielen Vorschlägen und den Ausführungen, die schon angewandt werden, diejenigen herauszufinden, die bei größter Wirtschaftlichkeit den besten Erfolg versprechen. Ehe man Träger unter Belastung und evtl. im Anschluß an Unterzüge prüft, wird man aus der großen Menge von Ummantelungen die herausnehmen müssen, die bei großem Widerstand gegen mechanische Verletzungen schlechte Wärmeleiter sind und bei geringstem Wärmeausdehnungskoeffizienten den Ansprüchen genügen, die man an eine gute Ummantelung stellen muß. Dann erst wird man zweckmäßig ermitteln, wie unter Druck und in Verbindung mit Unterzügen die geprüften Konstruktionen sich verhalten.

Der Ausschuß für Feuerschutzmittel im Stahlbau hat in einer Sitzung am 6. Juni 1930 in Wernigerode sich darüber geeinigt, daß es sich empfiehlt, nach Möglichkeit folgende Versuche durchzuführen:

a) Versuche mit Innenstützen ohne Last;
b) Hauptversuche mit Stützen und Deckenkonstruktionen unter Last;
c) evtl. Versuche an einem fertigen, jedoch nicht benutzten Stahlskelettbau.

Vor allem aber müssen die Versuche auf längere Zeit ausgedehnt werden. Gerade die amerikanischen Versuche zeigen, wie verschieden die einzelnen Ummantelungen zu beurteilen sind. Für eine Feststellung einer wirksamen Feuerbeständigkeit ist ein auf 1 Stunde ausgedehnter Versuch entschieden nicht genügend. Vielleicht kommt man mit 2 Stunden aus. Es wäre ja möglich, daß man aus der beobachteten Steigerung der Temperaturen Rückschlüsse zu ziehen vermag.

An einer gewissen Differentiierung des Begriffes „feuerbeständig" wird man nicht vorbeikommen, wenn man nicht die Wirtschaft unnütz belasten will. Im übrigen wird eine solche Differentiierung ja schon vom Materialprüfungsamt angewandt. Ich erinnere hier an das der Bandeisenverwertung über Leichtprofilträger usw. ausgestellte Gutachten, wo bei den einzelnen Konstruktionen genau festgestellt wurde, im welchem Umfange sie angewandt werden dürfen und welche Konstruktionen als feuerbeständig ohne Einschränkung zu gelten hätten. Wenn eine solche Differentiierung sich einbürgern und Erfolg versprechen soll, dann muß sie allgemein durch behördliche Vorschriften festgelegt werden.

Die Vornahme der Versuche hat unter der Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse gelitten. Wenn sie vorgenommen werden, sollen sie so eingerichtet werden, daß man aus ihnen wirkliche Vergleichswerte finden kann. Die Führung der Versuche würde dem Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, obliegen.

Kurz seien noch die Decken behandelt. Es gibt eine Unzahl von Decken, die zwar nicht alle den an feuersichere Decken zu stellenden Ansprüchen genügen, die aber zum großen Teil außerordentlich beachtenswert sind. Für feuersichere Decken muß der Feuerwehringenieur die selbstverständliche Forderung stellen, daß sie nicht durch Belastungen in Anspruch genommen werden, für die sie nicht berechnet sind. Über das hinaus muß gefordert werden, daß sie innerhalb einer bestimmten Zeit, die etwas geringer bemessen sein kann als für die Stützen und Unterzüge, dem Feuer Widerstand bieten, und daß sie gegen die Spritzwasser einigermaßen unempfindlich sind. Endlich müssen die Anschlüsse an die Unterzüge oder zu diesem Zweck eingebaute Profilträger so geartet sein, daß eine wesentliche Übertragung von gefährlichen Temperaturen auf dieselben nicht stattfinden kann.

Für die Verwendung feuerbeständiger Baukonstruktionen und Decken, letztere vor allem unter dem Dachgeschoß, spricht mit nicht von der Hand zu weisender Beweiskraft ferner noch ein anderer Umstand. Die Militärmächte um uns herum verfügen über Brandbomben von außerordentlicher Wirksamkeit bei geringstem Gewicht. Ein Flugzeuggeschwader kann Tausende solcher Bomben mit sich führen. Wir sind wehrlos gegenüber einem derartigen Luftangriff.

Wenn auch nur ein Teil dieser Brandbomben trifft, können ganz gewaltige Katastrophen entstehen. Mit Wasser kann man nicht löschen, weil dadurch das Feuer, dessen Temperatur an der Stelle, wo die Bomben zur Zündung kommen, über 2000° C beträgt, nur angefacht wird. — Trockener Sand, der sich wohl zum Löschen der Bomben, nicht aber zum Löschen des durch die Bomben verursachten Feuers eignet, ist in solchen Mengen, wie er gebraucht wird, kaum vorhanden. Der Deutsche Luftschutzverein hat schon vor längerer Zeit auf diese Verhältnisse hingewiesen. Da die Bomben leicht sind und keine große Durchschlagskraft besitzen, so würde neben einer Auflockerung der Bebauung eine massive Bauweise, zum mindesten aber eine massive Decke unter dem Dachgeschoß, dazu beitragen, die Gefahren solcher Katastrophen wesentlich zu vermindern. —

Schließlich noch ein Wort über die Maßnahmen zur schnellen Meldung und raschen Unterdrückung eines Feuers. Daß automatische Feuermelder existieren, deren Prinzip auf der verschiedenen Ausdehnung zweier Metalle beruht, ist bekannt. Ein anderes Prinzip rechnet mit dem Auftreten von Rauch in einem Gebäude, in dem es brennt, und benutzt die Schwächung der Wärmestrahlen einer Lampe durch Rauch dazu, die Ausdehnung eines Metalls gegenüber einem von der ungeschwächten Hitze der Lampe getroffenen Metall zum Auslösen eines Feuermelders zu verwenden.

Es ist sicher von großem Nutzen, rechtzeitig von einem ausbrechenden Feuer benachrichtigt zu werden, und die Feuerwehren werden solche Maßnahmen freudig begrüßen. Aber wesentlich besser und vor allem für Hochhäuser besonders geeignet sind Sprinkleranlagen, die nicht nur das Feuer melden, sondern auch die ersten Löschmaßnahmen bei Auftreten eines bestimmten Wärmegrades automatisch vornehmen. Bedauerlich ist, daß diese Einrichtungen, die allerdings, wenn sie wirksam sein sollen, nach den Bestimmungen der Versicherungsgesellschaften angelegt sein müssen, in Deutschland so wenig Verbreitung gefunden haben. Überall in England und Amerika findet man diese Automaten, und die Erfahrungen, die man damit gemacht hat, sind außerordentlich günstig.

Bei Vorhandensein von Sprinklern kann auf manche andere zwingende Maßnahme bezüglich Raumverteilung und Stärke der Decken verzichtet werden. Aber der Deutsche hat sich leider zu sehr in seine Architektur verliebt und fürchtet Störungen durch die Brausen an der Decke. Wenn man dagegen sieht, wie in London in einem hervorragenden Bauwerk, wie der Westminster Abtei, die eingesetzten Standrohre nebst den dazugehörigen Schläuchen auf dem Fußboden herumstehen und liegen, dann bedauert man im Interesse der Sicherheit diese kleine Schwäche des Deutschen aufs allertiefste.

Endlich kann man durch Bereithalten geeigneten Feuerlöschgerätes (Hydranten, Handfeuerlöscher od. dgl.) allerhand tun, um ein Feuer im Entstehen zu löschen. Ein Tropfen Wasser zur rechten Zeit ist besser als viele Motorspritzen, wenn das Feuer schon groß geworden ist.

In dem bekannten bereits erwähnten Buche „Schutz von Eisenkonstruktionen" von Ingenieur H. Hagn, sind baupolizeiliche Bestimmungen über die Ummantelung von Stahlkonstruktionen enthalten, die neben den rein statischen Belangen sich mit der Ummantelung befassen. Man findet da Verordnungen, die in ihrer Allgemeinheit, oder weil eine sichere Feststellung der angewandten Begriffsbestimmungen nicht besteht, den einzelnen Baupolizeibehörden eine sehr voneinander abweichende Auffassung gestattet: Eine Bauordnung verlangt Ummantelung, welche Temperaturerhöhungen der Stahlkonstruktionen bis zur Tragunfähigkeit oder gefahrbringenden Ausdehnung verhindert, oder sie doch längere Zeit hinausschiebt. Sonst findet man hauptsächlich die Forderung einer glutsicheren oder feuersicheren Ummantelung, aber meist auch in so unbestimmter Form, daß man von Einheitlichkeit in keiner Weise sprechen kann.

Eine vom Verfasser vor zwei Jahren veranstaltete Umfrage bei den Feuerwehringenieuren ergab, daß fast alle ihm zugänglich gewordenen Bestimmungen mit dem Worte „feuerbeständig" operieren[14]. —

Leipzig hat zwar für sich das Vorrecht in Anspruch genommen, wenigstens für Wohnhäuser bestimmte Anforderungen an Stahlskeletthäuser zu stellen, aber auch Leipzig muß das Wort „feuerbeständig" zur Bezeichnung einer gewissen Eigenschaft verwenden, und es besteht doch im Grunde noch keine Einigkeit darüber, was man unter „feuerbeständig" in bezug auf Stahlummantelung verstehen soll. Es kommt eben schließlich darauf hinaus, daß man den Begriff „feuerbeständig" differentiiert, denn der Feuerwehringenieur wird sich nicht damit einverstanden erklären können, daß für schwere Anforderungen die vom Materialprüfungsamt für eine Stunde festgelegte Feuerbeständigkeit maßgebend ist. — Die amerikanischen Prüfungen zeigen ja, daß eine Stütze, die 1 Stunde dem Feuer widersteht, schon nach 2 Stunden zusammenbrechen kann, und man muß in vielen Fällen mit einer mehrstündigen Dauer des Feuers rechnen.

Grundfläche, Inhalt und Höhe eines Gebäudes müssen bestimmend sein für den Grad der Feuersicherheit, der gefordert werden soll. Wir Feuerwehringenieure werden uns sicher freuen, wenn eine weitere feuerbeständige Bauweise uns unsere Arbeit bei Bränden wesentlich erleichtert.

Die vom Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, in wirtschaftlich besseren Zeiten anzustellenden Versuche sollen in Ergänzung der bereits vorgenommenen Versuche dazu führen, dem Gesetzgeber Vorschläge zu machen, nach welchen diese ganze Materie für das ganze Reich möglichst einheitlich geregelt wird, was im Interesse unserer deutschen Industrie und unseres deutschen Bauwesens außerordentlich zu begrüßen wäre.

[14]) Eine Zusammenstellung der Anforderungen für die Ummantelung bei einzelnen Baupolizeiämtern enthält die Zeitschrift Der Feuerschutz 1929, Heft 10.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 13. November 1931 | Heft 23

Elektrische Schweißungen mit einer neuen Schmelzmantel-Elektrode.[1]

Von Professor C. Bessel, Altona.

Die bedeutenden Fortschritte und wirtschaftlichen Vorteile der elektrischen Lichtbogenschweißung haben die amerikanischen Stahlbaufirmen schon vor 6 bis 8 Jahren dazu bewogen, Stahl-Fachwerkkonstruktionen, wie Dachbinder, Brücken, Gerüste im Hochbau, große Behälter, Krane und Maschinenteile, elektrisch zu schweißen.

Dieser Vorsprung ist vielleicht darauf zurückzuführen, daß die amerikanischen Behörden sich leichter den industriellen Bedürfnissen durch Verfügungen und Anweisungen für das Schweißen angepaßt haben.

Abb. 1. Die Wirkung des Einbrandes bei gut gezogenen Schweißraupen.
Oben: Raupen in einer Lage, mit einer 3 und einer 4 mm-Elektrode gezogen.
Unten: Raupen aus zwei und drei Lagen, mit einer 4 mm-Elektrode gezogen.
Der hell geätzte Streifen zeigt den Bereich der Einflußzone.

Abb. 3. Dieselbe Naht von etwa 100 mm Länge.
Die vorbildliche Regelmäßigkeit in der Erstarrung der Schmelze ist durch gleichmäßig geschwungene, fischmaulähnliche Linien ausgeprägt.

In Deutschland sind die ersten ministeriellen Bestimmungen im vorigen Jahr erschienen, die dann Mai 1931 durch DIN 4100 — Vorschriften für geschweißte Stahlbauten[2]) — abgelöst wurden. Für die Elektroschweißung kann es nur von Nutzen sein, wenn das Vertrauen der Auftraggeber und der Aufsichtsbehörden durch den Nachweis einwandfreier Schweißungen gewonnen wird.

Bei der Ausführung elektrisch geschweißter Ingenieurbauwerke sollen die Arbeiter unter Leitung eines Schweißingenieurs und des Aufsichtsbeamten der Behörde verschiedene Probeschweißungen vornehmen, die

Abb. 2. Die Breitseite einer V-Naht an einem 700 mm langen Kesselblech. Hervorragend glatter und dichter Fluß. Gleichmäßigkeit in der Höhe der Raupe.

Abb. 4.
Die Scheitelseite der V-Naht (Spitze) von etwa 100 mm Länge zeigt guten Durchfluß.

nach den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten geprüft werden. In § 1 dieser Vorschriften wird besonders zum Ausdruck gebracht, daß nur solche Auftragnehmer betraut werden, bei denen die Zulassungsprüfung nach § 8 zur Zufriedenheit ausgefallen ist und die über geeignete Fachingenieure verfügen. Der Schweißingenieur muß also besondere Kenntnisse der Schweißtechnik und Erfahrungen auf diesem Gebiete besitzen. Er muß nicht nur mit den Eigenschaften der Werkstoffe im kalten und warmen Zustande, mit den Vorgängen bei der Erstarrung der Stahllegierungen, mit dem inneren Gefügeaufbau und mit den störenden Nebenerscheinungen, wie Gasblasen, Lunkern, Schlackeneinschlüssen, Seigerungen, vertraut sein, sondern er muß auch die Bedeutung der Wärme- und Schrumpfspannungen, der Verwerfungen, der Kerbwirkung und die Folgen der Kaltverformungen richtig einzuschätzen verstehen.

[1]) Mit der Veröffentlichung dieses Beitrages wird lediglich der Zweck verfolgt, dem Leser die auf dem wichtigen Gebiet der Schweißung erkennbaren Maßnahmen zur Gütehebung bekannt zu geben. Selbstverständlich bedeutet dies keinerlei Stellungnahme zugunsten umhüllter Elektroden, zumal auch mit nackten Elektroden schon Schweißungen von anerkennenswerter Güte ausgeführt werden konnten. Die Schriftleitung.

[2]) Heftausgabe 0,80 RM. Berlin 1931. Wilhelm Ernst & Sohn. Vgl. a. Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. 3. Aufl. Berlin 1931. Wilhelm Ernst & Sohn.

Tafel 1.

Ergebnisse der Prüfung. Material: Flußstahl.

Prüfung von 16 elektrisch geschweißten Stabkreuzen. Stirnkehlschweißung nach den Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten. III 1 u. 2a.

Zeichen der Stäbe	Aussehen der Raupen: Waagerechte Naht	Aussehen der Raupen: Senkrechte Naht	Charakteristik der Schweiße: Einbrand[2])	Fehler	Gefüge	Abmessungen: $2ab$ cm	Querschnitt cm²	Schweißfestigkeit bzw. Spannung in der Schweiße kg/cm²	Festigkeit des Werkstoffes kg/cm²	Bruchbelastung kg
JS_1	Glatter, dichter Fluß, porenfrei, ziemlich gleichmäßig in der Höhe der Raupe	Guter Fluß, etwas ungleichmäßig in der Höhe der Raupe, teilweise mit einigen Poren durchsetzt	Sehr gut	1 Schlackenstelle	Grob- und feinkristallinisch	2 × 0,65 × 3,515	4,57	3672		16 780
JS_2			„ „	—	Desgl.	2 × 0,645 × 3,508	4,53	3687		16 700
JS_3			„ „	—	„	2 × 0,65 × 3,519	4,57	3740		17 090
JS_4			„ „	—	„	2 × 0,675 × 3,502	4,73	3207		15 170
JS_5			„ „	Außerhalb der Schweiße gerissen		2 × 0,585 × 3,535	4,14 / 4,30[1])	3986	3837	16 500 Außerhalb der Schweiße gerissen
JS_6			„ „	Einige kleine Schlacken	Grob- und feinkristallinisch	2 × 0,64 × 3,486	4,46	3471		15 480
JS_7			„ „	—	Desgl.	2 × 0,635 × 3,52	4,47	3669		16 400
JS_8			„ „	—	„	2 × 0,63 × 3,496	4,40	3843		16 910
El_1			„ „	—	„	2 × 0,70 × 4,015	5,62	3271		18 380
El_2			„ „	—	„	2 × 0,70 × 4,00	5,60	3250		18 200
El_3			„ „	Außerhalb der Schweiße gerissen		2 × 0,62 × 4,00	4,96 / 4,72[1])	3593	3775	17 820 Außerhalb der Schweiße gerissen
El_4			„ „			2 × 0,70 × 4,00	5,60 / 4,68[1])	3196	3825	17 900
JS_9			„ „			2 × 0,788 × 3,535	5,57 / 4,32[1])	3066	3954	17 080
JS_{10}			„ „			2 × 0,73 × 3,510	5,12 / 4,24[1])	3283	3965	16 810
JS_{11}			„ „			2 × 0,713 × 3,55	5,06 / 4,33[1])	3342	3905	16 910
JS_{12}			„ „			2 × 0,760 × 3,545	5,39 / 4,29[1])	3236	4065	17 440

Der Bruch erfolgte bei allen Stäben mit Ausnahme von JS_5 und El_3 bis JS_{12} mitten in der Schweiße.

[1]) Stabquerschnitt. — [2]) Schweißfläche vor der Prüfung geätzt.

Tafel 2.

Ergebnisse der Prüfung. Material: Flußstahl.

Prüfung von 6 elektrischen Flankenkehlschweißungen auf Scherfestigkeit. Nach den Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten. III 2b.

Zeichen der Stäbe	Abmessungen: $4ab$ cm	Querschnitt cm²	Scherfestigkeit kg/cm²	Bruchbelastung kg	Aussehen der Raupen	Charakteristik der Schweiße: Einbrand	Fehler	Gefüge
JS_1	4 × 0,43 × 3,07	5,28	2873	15 170	Glatter, dichter Fluß, teilweise mit einigen Poren durchsetzt	Sehr gut	Wenige, kleine Schlacken	Aussehen: weiß, mattglänzend, dicht. Schergefüge
JS_2	4 × 0,43 × 3,08	5,30	2655	14 070		„ „		
JS_3	4 × 0,38 × 3,01	4,57	3558	16 260		„ „		
JS_4	4 × 0,41 × 2,79	4,58	3175	14 540		„ „		
El_1	4 × 0,42 × 2,40	4,032 / 3,07[1])	3006 Spannung i. d. Schweiße / Festigkeit d. Werkstoffes 4007	12 300		Außerhalb der Schweiße gerissen		
El_2	4 × 0,40 × 2,45	3,92 / 3,16[1])	3133 Spannung i. d. Schweiße / Festigkeit d. Werkstoffes 3886	12 280		Bruch in den schmalen Laschen		

Der Bruch erfolgte bei den Stäben JS_1 bis JS_4 mitten in den Schweißraupen, die sich teilweise sehr stark gestreckt hatten.

[1]) Stabquerschnitt.

Durch die verschiedensten Versuche in der Praxis und in den Prüflaboratorien hat sich herausgestellt, daß der Auswahl der Elektrode für die einzelnen Schweißungen die größte Bedeutung zukommt. Die Elektroden haben auf die Güteziffern der Schweißung den allein ausschlaggebenden Einfluß.

Stellt man hohe Anforderungen an die Formänderungsfähigkeit des Werkstoffes und der Schweiße, so dürfen nur Elektroden der höheren Güteklasse verwendet werden.

Der Zähigkeitsgrad der Schweiße wird im allgemeinen durch die Biegeprobe bestimmt. An der Biegung nehmen folgende drei Stoffzonen teil: erstens die Schweiße, zweitens die Übergangszone (Einflußzone) und drittens der Werkstoff selbst. Anzustreben ist die Gleichwertigkeit aller drei Zonen. Der Zähigkeitsgrad der Schweiße wird in allen Fällen das Ergebnis der gewählten Elektrode sein. Die Güte der Übergangszone steht in Teilabhängigkeit der Elektrode und der Arbeitsweise des Schweißvorganges. Die Zähigkeit des Werkstoffes ist gegeben. Die Zähigkeit wird aber außerdem durch Unebenheiten, die durch die äußere Form der Raupe in Erscheinung treten, mehr oder weniger beeinflußt. Jeder scharfe Knick in der Raupe wirkt sich als Kerbe aus, und die Folge ist ein Anbruch bzw. ein kleiner Biegewinkel. Aus diesem Grunde ist es notwendig, eine möglichst glatte, ebene Raupe zu schweißen. Blasen, Schlacken, Lunker, nicht verschweißte Stellen, die hauptsächlich in der Nähe der Oberfläche liegen, wirken noch kräftiger als Kerbe und vermindern den Biegewinkel.

Die vorliegende Versuchsreihe, die der Verfasser auf Veranlassung der Eisenhochbau- und Brückenbau-Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg nach den ministeriellen Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten durchgeführt hat, soll nachweisen, daß man mit einer besonderen Güte-Elektrode (Schmelzmantel-Elektrode) Schweißungen von einem hohen Zähigkeitsgrad erzielen kann. Zur Vervollständigung der

Tafel 3.

Ergebnisse der Prüfung. Material: Flußstahl.

Prüfung von 10 elektrisch geschweißten Flachstäben auf Zugfestigkeit.

Stumpfschweißung nach den Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten. III 2c.

Zeichen der Stäbe	Abmessungen $b \times s$ Breite × Dicke (cm)	Querschnitt (cm²)	Festigkeit kg/cm² Schweißflächen vollständig bearbeitet	Festigkeit kg/cm² [1]) Schweißflächen unbearbeitet	Bruchlast (kg)	Bemerkungen
El_1	3,06 × 1,05	3,21	3738	—	12 000	20 % Dehnung auf 20 mm Meßlänge
El_2	3,01 × 1,02	3,07	3974	—	12 200	21 % Dehnung auf 20 mm Meßlänge
JS_1	3,51 × 1,22	4,28	—	Stabfestigeit: 4089 [2])	17 500	Außerhalb der Schweiße gerissen
JS_2	3,60 × 1,18	4,25	—	3786 [2])	16 090	Gefüge: Sehr feinkristallinisch, vollständig poren- und fast schlackenfrei
JS_3	3,66 × 1,20	4,39	—	Stabfestigkeit: 4123	18 100	Außerhalb der Schweiße gerissen
JS_4	3,68 × 1,21	4,45	Stabfestigkeit: 4173	—	18 570	Außerhalb der Schweiße gerissen
JS_5	3,51 × 1,23	4,32		3440 [2])	14 860	Gefüge: Sehr feinkristallinisch, in der Mitte dünne Schlackenschicht, einige Blasen
JS_6	3,56 × 1,22	4,34		3659 [2])	15 880	Gefüge: Kleine Schlackenstelle, wenige Blasen, sehr feinkristallinisch
JS_7	4,06 × 1,18	4,79		Stabfestigkeit: 4228	20 250	Außerhalb der Schweiße gerissen
JS_8	4,09 × 1,16	4,74	Stabfestigkeit: 4116	—	19 510	Außerhalb der Schweiße gerissen

[1]) Auf den Stabquerschnitt bezogen. — [2]) Unbearbeitet mit Ausnahme der Wurzelnaht.

Tafel 5.

Zerreißversuch längs der Schweißnaht. Festigkeit des Werkstoffes 36 kg/mm².

Zeichen der Stäbe	Abmessungen Breite × Dicke (cm)	Gesamtquerschnitt (cm²)	Querschnitt der Schweiße (cm²)	Gesamtfestigkeit (kg/cm²)	Schweißfestigkeit (kg/cm²)	Bruchlast (kg)	Dehnung in % auf 100 mm	Dehnung in % auf 170 mm	Bemerkungen
El_1	2,14 × 1,03	2,20	1,19	4114	4550	9050	23	17	Die eine Hälfte des zerrissenen Stabes um 180° gebogen. Kein Anriß. Dorn 10 mm.
El_2	2,14 × 1,03	2,20	1,20	4145	4600	9120	18	14,7	Gefüge der Schweiße: Sehr feinkristallinisch

Tafel 4.

Material: Flußstahl.

Prüfung von 10 elektrisch geschweißten Flachstäben auf Biegefähigkeit.

Biegestempel: Zweifache Blechdicke.

Zeichen der Stäbe	Lage der V-Naht beim Biegen	Biegewinkel	Charakteristik der Schweiße	Bemerkungen
El 1		122°	sehr feinkristallinisch,* wenige Poren und winzige Schlacken	Dehnung der Zugfaser am Rande der Schweiße 15 % auf 10 mm Meßlänge
El 2		138°		Dehnung 35 % auf 10 mm Meßlänge
El 3		180°	—	
El 4		180°	—	
El 5		170°	—	
El 6		180°	—	
El 7		105°	mittelfein und feinkrist. Gefüge, wenige Blasen* u. winzige Schlackenstellen	
El 8		124°		
El 9		180°	—	geglüht; in kalt. Zustande normal um 180° gebog., dann unt. d. Presse bis z. Berührg. der Schenkel weitergeb.
El 10		180°	—	in warm. Zustande gehämmert, dann geglüht; in kalt. Zustande normal um 180° gebog., dann unt. d. Presse bis z. Berührg. der Schenkel weitergeb.

*Nach dem ersten Anriß erfolgte Biegen bis zum vollständigen Bruch.

Versuche hat der Verfasser einige Schweißungen, die die Bezeichnungen *El* erhalten haben, hinzugefügt. Die Abnahmeversuche fanden im Prüflaboratorium der Vereinigten Staatslehranstalten in Altona in Anwesenheit der Ingenieure der Altonaer Baupolizei statt.

Folgende Versuche kamen in Frage:

16 Stirnkehlschweißungen,
6 Flankenkehlschweißungen,
10 Stumpfschweißungen,
10 Biegeproben,
2 Zerreißversuche längs der Schweißnaht.

Sämtliche Proben wurden mit Gleichstrom unter Verwendung der Elektrogen-Schmelzmantel-Elektrode „Rekord" geschweißt.

Für die einzelnen Versuche hat der Verfasser Protokolle aufgestellt, die die Wertziffern für den Nachweis der gestellten Bedingungen und außerdem die Charakteristik der Schweiße enthalten. Letztere ist aus verschiedenen Gründen aufgeführt worden. Die Charakteristik, die Angaben über den Einbrand, Fehler und das Gefüge enthält, gibt Aufschluß über die metallurgischen Eigenschaften des verschweißten Werkstoffes, und das Aussehen der Raupe ist ein Fingerzeig für die Eigenart der Schweißung. Das Aussehen der Raupe bedingt durchaus nicht die physikalischen Eigenschaften der Schweiße, man kann aber an der äußeren Form der Raupe erkennen, ob man beim Schweißen Schwierigkeiten gehabt hat oder nicht. Es folgen die einzelnen Versuchsreihen:

Abb. 5. Eine senkrecht gezogene Naht von etwa 100 mm Länge an einem Stabkreuz. Der Fluß ist auch gut und dicht, aber etwas ungleichmäßig in der Höhe der Raupe. Man erkennt einige Poren.

Tafel 1. Ergebnisse der Prüfung von 16 elektrisch geschweißten Stabkreuzen. Stirnkehlschweißung. Die Durchschnitts-Schweißfestigkeit beträgt 3534 kg/cm², die Stabfestigkeit ist 3900 kg/cm², der Vergleichswert ist 91 %; dieser Wert muß als besonders günstig angesprochen werden. Der Einbrand ist gut, das Gefüge fast fehlerfrei. Der Bruch trat mitten in der Raupe ein. Bedingung: 3000 kg/cm².

Tafel 2. Ergebnisse der Prüfung von 6 elektrischen Flankenkehlschweißungen. Die mittlere Schweißfestigkeit ist 3065 kg/cm². Der Bruch erfolgte mitten in der Schweiße. Bedingung: 2400 kg/cm²,

Tafel 3. Ergebnisse der Prüfung von 10 elektrisch geschweißten Flachstäben auf Zugfestigkeit. Stumpfschweißung. Bedingung: 3000 kg/cm². Bei zwei Stäben wurde die Dehnung der Schweiße gemessen, sie betrug im Mittel 20,5 %, bezogen auf 20 mm Meßlänge.

Tafel 4. Ergebnisse der Prüfung von 10 elektrisch geschweißten Flachstäben auf Biegefähigkeit. Die Probe soll sich mindestens um 60° biegen lassen. Es wurden außerordentlich günstige Biegewinkel erreicht, der Durchschnittsbiegewinkel betrug 155°. *El* 9 und *El* 10 wurden wie die anderen Stäbe im kalten Zustande um 180° gebogen, ohne daß ein Anriß eintrat. Dieselben Stäbe wurden dann durch Glühen und Hämmern

Abb. 6.
Der Einbrand bei einer Kehlnaht.
Stabkreuz *El* 4 vor dem Zerreißversuch.

Abb. 7. Stabkreuz *El* 4 nach dem Zerreißversuch.
Bruch außerhalb der Schweiße. Eingetretenes
Recken der senkrechten Stäbe mit der Schweiße.

Abb. 8. Biegestäbe nach Tafel 4.

vergütet, darauf im kalten Zustand bis zur Berührung der Schenkel weitergebogen. Kein Anriß.

Tafel 5. Ergebnisse des Zerreißversuches längs der Schweißnaht. Diese Prüfung liegt außerhalb des Rahmens der Vorschriften. Hervorzuheben sind hier die guten Dehnungen. Güteprüfung der Schweiße durch Biegen. Die eine Hälfte des schon zerrissenen Stabes wurde um 180° gebogen, ohne daß ein Anriß eintrat. Es darf hinzugefügt werden, daß diese Prüfung keinen unmittelbaren Schluß auf die Güte der Schweiße zuläßt, da der Probestab aus drei verschiedenen Stoffstreifen besteht.

Die beigefügten Abbildungen bringen charakteristische Einzelheiten der Schweiße.

Zusammenfassung.

Die Fortschritte in der Durchbildung hochwertiger Elektroden verschiedener Art sind heute so weit gediehen, daß die mit diesen hergestellten Schweißverbindungen bedeutende Verbesserungen der physikalischen Eigenschaften aufweisen. Es werden gute Festigkeitswerte und Biegewinkel bis zu 180° erreicht. Die Schweiße ist schmiedbar.

Abb. 9. Durch Glühen und Hämmern vergütete Stäbe *El* 9 und 10 (s. Tafel 4).
Durch vorschriftsmäßiges Glühen (kurz über Ac 3) und durch Hämmern im rotwarmen Zustande kann das Schweißgefüge verbessert bzw. verfeinert werden.

Schweißnaht

Abb. 10. Mikrobild der Schweißnaht. V = 215.

Das Gefüge der Schweiße besteht aus regelmäßigen, scharf umgrenzten Kristallen. Es ist rein ferritisch mit geringen Perlitanteilen und sehr geringen Verunreinigungen, das Gefüge der Einflußzone ist vergütet (nicht überhitzt). Folgerung: gute Festigkeit, hohe Dehnung, der Werkstoff ist kalt und warm verformbar (schmiedbar).

Abb. 11.
Mikrobild von dem Ende der Einflußzone, etwa 5 mm von der Schweißnaht entfernt. Links Einflußzone, rechts normales Gefüge des Mutterwerkstoffes. V = 215.

Die metallographische Prüfung bringt den Beweis, daß man mittels richtig gewählter Elektrode sowohl ein fast schlacken- und blasenfreies Feingefüge als auch eine Verfeinerung des Gefüges der Einflußzone erzielt.

Bei der zu diesen Versuchen verwendeten Elektrode war der Lichtbogen stabil, der Abbrand gleichmäßig, und der Spritzverlust gering. Das magnetische Blasen des Lichtbogens wird durch die Umhüllung im günstigen Sinne beeinflußt, so daß selbst lange Nähte und besonders Eckschweißungen ohne störende Einwirkungen der Blasflamme ausgeführt werden können.

Der häufig erhobene Einwand, ummantelte Elektroden ergäben stets Schlackeneinschlüsse, ist nach den bei der Durchführung der Versuche gewonnenen Erfahrungen des Verfassers nicht stichhaltig. Bei leicht

schräger Haltung der Elektrode in Richtung der Schweißnaht wird die leichtflüssige Umhüllungsschlacke durch den Lichtbogen etwas zurückgetrieben. Der Eisenkrater liegt frei, die Schweißnaht kann genau beobachtet werden. Der dünnflüssige Elektrodenwerkstoff breitet sich flach aus, eine seitliche Bewegung der Elektrodenspitze in Halbkreisform oder im Zickzack ist deshalb nicht nötig. Es genügt ein gerader Zug, um mit Sicherheit dichte Nähte zu erzielen. Die Umhüllungsschlacke läßt sich an den Rändern der flachen Schweißraupen mühelos entfernen. Senkrecht- und Überkopfschweißungen werden am zweckmäßigsten mit einer Elektrodenstärke von 3 mm Durchmesser ausgeführt.

Von besonderem Werte erwies sich die große Einfachheit des Schweißens mit dieser Elektrode, da ungelernte Arbeiter im allgemeinen nach kurzer Übung imstande sind, zuverlässige Schweißungen auszuführen.

Gottliebstaler Brücke im Zuge der Staatsstraße Lobenstein—Hirschberg.

Von Oberingenieur **F. Zoepke**, Dortmund.

Der Bau der großen Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch bei Saalburg hat die Errichtung dreier großer Brücken über den Stausee notwendig gemacht. Zwei dieser Brücken, nämlich die Wetterabrücke, etwa 2,5 km nördich von Saalburg, und die Saalburger Brücke wurden im Jahre 1929 erbaut (s. Stahlbau 1929, S. 56), die dritte Brücke, die am oberen Ende des Stausees in der Nähe von Gottliebstal (s. auch Stahlbau 1929, Heft 5, S. 56, Abb. 1) liegt, ist im Jahre 1930 fertiggestellt worden.

Im Gegensatz zu den beiden erstgenannten Brücken, die neben der Staatsstraße Schleiz—Lobenstein noch ein Normalspurgleis der Kleinbahn Schleiz—Saalburg—Ebersdorf überführen, ist die Gottliebstaler Brücke eine reine Straßenbrücke, die lediglich die Staatsstraße Hirschberg — Lobenstein überleitet (Abbild. 1). Bei der Projektierung der beiden ersten Brücken war man sich über die Wahl des Baustoffes nicht von vornherein ganz klar gewesen. Mit Rücksicht auf den schwankenden Wasserspiegel und das gute Einpassen der Brücken in die Landschaft hatte man zum Schluß doch dem Stahl den Vorzug gegeben. Bei der Gottliebstaler Brücke dagegen hat der Stahl gleich von Anfang an das Feld behauptet. Für seine Wahl waren dieselben Gesichtspunkte wie bei der Saalburger Brücke maßgebend. Bei angefülltem Staubecken verbleibt zwischen Wasserspiegel und Unterkante Brücke nur eine Durchfahrthöhe von 1,80 m. Es kam somit auch hier nur eine Balkenbrücke in Frage, hatten doch die beiden anderen Brücken gezeigt, wie gut sich diese Brückenform der

Abb. 1. Lageplan der Brücke.

Abb. 2. Ansicht und Grundriß der Brücke.

Abb. 3. Hauptträger bei Pfeiler II.

Abb. 5. Rahmenartige Ausbildung des Brückenquerschnitts über den Auflagern.

Abb. 4. Regelquerschnitt mit Besichtigungswagen.

dortigen reizvollen Landschaft anpaßt; dem Entwurf mit geradem Untergurt wurde von der Bauherrin, der A.-G. Obere Saale, der Vorzug gegeben.

Die Brücke hat zwei Hauptträger, die ganz unter der Fahrbahn liegen. Statisch stellen dieselben Träger auf fünf Stützen dar mit Öffnungen von 45, 50, 50, 45 m (Abb. 2). Das feste Lager ist auf dem Pfeiler II angeordnet. Die Längenänderungen der Träger werden an den beiden Endwiderlagern ausgeglichen.

Die Hauptträger sind vollwandige Blechträger, die an den Widerlagern eine Höhe von 2250 mm haben, bei Pfeiler I bzw. III auf 2700 mm anwachsen, um in der Mitte bei Pfeiler II ihre größte Höhe mit 3200 mm zu erreichen (Abb. 3).

Die Stehblechstärke beträgt 14 mm und die Entfernung der Hauptträger 4000 mm. In den Seitenöffnungen bestehen die Stehbleche aus einem Stück, in den beiden Mittelöffnungen ist mit Rücksicht auf die Höhe von über 3 m ein durchgehender Mittelstoß eingelegt worden.

Die Gurtplatten sind 350 mm breit, ihre Stärke beträgt 12 mm und ihre größte Anzahl bei Pfeiler I fünf. Die senkrechten Stöße liegen etwa 10 m auseinander, die Aussteifungen sind alle 2,50 m angeordnet, ihre Berechnung erfolgte auf Grund der bekannten Abhandlung von Rode (Eisenbau 1916, S. 210). Zur Aufnahme der Windkräfte ist in Höhe der Unterkante der Querträger ein aus gekreuzten Diagonalen bestehender Windverband angeordnet.

Wie aus Abb. 4 hervorgeht, liegen die Querträger, die alle 5 m vorhanden sind, zwischen den Hauptträgern und sind mit diesen durch Konsolen rahmenartig verbunden. Über den Auflagern sind diese Rahmen zwecks Überleitung der Windkräfte besonders kräftig ausgebildet (Abb. 5).

Abb. 6. Beginn der Montage bei Pfeiler (Mitte Juni).

Abb. 7. Stand der Montage am 20. Juli 1930.

Die Längsträger lagern auf den Querträgern auf und tragen ihrerseits die Belageisen, die mit einem lichten Zwischenraum von etwa 3 cm eingebaut sind. Die Fahrbahndecke besteht aus 10 cm-Kleinpflaster, das in einer 3 cm starken Sandschicht verlegt ist. Unter dieser befindet sich eine 3 cm starke Betonschicht als Schutzschicht für die 7 mm dicke Isolierschicht, die auf der Magerbetonschicht liegt.

Die Abdeckung des Fußweges erfolgte durch Beton mit einer 2 cm starken Asphaltschicht. Die Entwässerung der Fahrbahn findet, dem natürlichen Längs- und Quergefälle der Brücke folgend, nach den in den

Bordsteinen angeordneten Ablaufkästen statt. — Zur Besichtigung und Unterhaltung der Brücke dient ein von Hand angetriebener Besichtigungswagen, der auf die ganze Brückenlänge durchlaufen kann (Abb. 4). Der Zugang zu dem Wagen erfolgt durch Einsteigschächte in der Fahrbahn in der Nähe der beiden Widerlager.

Als Baustoff ist für die Hauptträger Unionbaustahl (St 52) und für alle anderen Teile St 37 gewählt. Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt etwa 540 t, davon entfallen etwa 260 t auf Unionbaustahl.

Die Montage begann auf der Lobensteiner Seite etwa Mitte Juni. Das Material wurde mit Lastautos in Stücken von 10 m Länge vom Bahnhof Lobenstein herangebracht, auf der Talsohle zusammengebaut und dann montiert. Zur Montage diente ein Portalkran von 16,40 m Spurweite, 30,7 m Höhe und einer größten Tragkraft von 30 t. Als Hilfskonstruktion wurden zwei stählerne Gerüste verwendet, die anfangs in Öffnung I und II und dann in III und IV aufgestellt wurden. Zuerst wurde das Stück von Pfeiler I bis zum Hilfsgerüst in der ersten Öffnung montiert, dann das Stück vom Hilfsgerüst bis zum Lobensteiner Widerlager, anschließend die anderen Öffnungen, und zwar fortschreitend von Pfeiler I bis zum Hirschberger Widerlager. Der Portalkran konnte mit Rücksicht auf das ansteigende Gelände an den Widerlagern für den Einbau der letzten Stücke an den Widerlagern nicht verwendet werden. Diese wurden an der Lobensteiner Seite mit Hilfe eines Drehmastes und an der Hirschberger Seite mit Hilfe eines einfachen Standmastes eingesetzt. Der Stoß im Felde II—III wurde erst vernietet, nachdem er durch Belasten der Nachbaröffnungen in die rechnerisch ermittelte Lage gebracht war.

Abb. 8. Brücke in fertigem Zustand.

Abb. 6 zeigt den Beginn der Montage bei Pfeiler I. Ein Hauptträgerstück ist bereits gezogen, das andere liegt fertig zusammengebaut zum Hochziehen bereit. Im Hintergrunde ist der Drehmast, der zum Einbau der letzten Teile dient, sichtbar.

Aus Abb. 7 ist der Stand der Montage am 20. Juli 1930 zu ersehen. Die Montage wurde vorschriftsmäßig am 31. August 1930 beendet.

Vom 1. September bis 1. Oktober erfolgte die Aufbringung des Fahrbahnbelages, am 1. Oktober war die Brücke vorschriftsmäßig fertiggestellt.

In Abb. 8 ist sie im fertigen Zustand dargestellt.

Die Herstellung der Stahlüberbauten und die Montage lag in den Händen der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Dortmund. Die tiefbaulichen Arbeiten wurden von der Firma Eisenbetonbau A.-G., vorm. Vetterlein & Co., Erfurt, ausgeführt.

Erweiterungsbau der Firma Schaeffer & Cie in Mülhausen (Elsaß).

Von Oberingenieur **E. Möckel**, Saarbrücken.

Für die Erweiterung der Fabrikanlage kamen mit Rücksicht auf die bereits bestehenden umfangreichen Gebäude nur Sheddächer in Betracht. In dem Neubau werden durch Dampf geheizte Maschinen zum Bedrucken von Seiden- und Wollstoffen aufgestellt. Hierdurch ergibt sich zu gewissen Zeiten eine starke Schwitzwasserbildung. Es war daher bei der neuen Anlage unbedingt erforderlich, das Schwitzwasser einwandfrei abzuleiten, da jeder niederfallende Tropfen in den frisch bedruckten Stoffen sichtbare Spuren hinterläßt. Die bestehenden Anlagen weisen durchweg Doppelfalzziegeldach auf hölzernen Latten, Sparren und Pfetten mit angehängter Gipsdecke auf. Derartige Dächer erfordern bekanntlich dauernd Instandsetzung, wenn dieselben absolut dicht gehalten werden sollen. Aus diesem Grunde wurde bei der Erweiterung der Fabrik von 81,4 × 42,2 m die nachstehend beschriebene Dacheindeckung gewählt.

Abb. 1. Befestigung der Dachplatten auf den Pfetten.

Abb. 3. Befestigung der Unterdecke.

Auf Stahlpfetten in 1385 mm Abstand wurden 6 mm Welleternitplatten von großem Format mit 57 mm hohen Wellen, mit einer Überdeckung von 140 mm an den Pfetten verlegt (Abb. 1). Für die Befestigung der Platten wurde das der Firma Marcel Wagner in Pfastatt bei Mülhausen patentierte Befestigungssystem nach Abb. 2 verwendet. Diese Befestigung gestattet ein ungehindertes Ausdehnen der Stahlkonstruktion, ohne daß hierbei Spannungen in der Eternitbedachung auftreten. Außerdem wird durch die eigenartige Konstruktion der Befestigung etwa eindringendes Wasser in die Tiefwellen und somit auf das Dach abgeleitet. An der Unterseite der Pfetten wurden Welleternitplatten kleinen Formates

Abb. 2.
Befestigungsschraube mit Schutzkappen.

Abb. 5. Innenansicht gegen die Oberlichte.

Abb. 6. Innenansicht gegen die Dachflächen.

Abb. 4. Shedrinne.

mit 20 mm hohen Wellen angehängt, und zwar derart, daß das an der Unterseite der Platte auftretende Schwitzwasser am Plattenstoß einwandfrei auf die nächste Platte usw. bis zur eigentlichen Schwitzwasserrinne abgeleitet wird. Dies wurde dadurch erreicht, daß diese Platten am Stoß mit 10 mm Spielraum verlegt sind, um den an der Tiefwelle ablaufenden Schwitzwassertropfen auf die nächste Platte abzuleiten (Abb. 3). Die zwischen der äußeren Eternitbedachung und der angehängten Schutzplatte befindliche Luftschicht von etwa 140 mm Stärke = Pfettenhöhe gibt gleichzeitig eine ausgezeichnete Isolierung gegen Temperatureinflüsse. An der Shedrinne ist die äußere Eternitbedachung durch eine besondere, der Wellenform angepaßte Abdichtung aus Eternit geschlossen. Am First ist ebenfalls durch eine aus Eternit angefertigte Abdichtung dafür Sorge getragen, daß weder Wasser noch Schnee in das Innere des Gebäudes eindringen kann. Auch das an den Glasflächen ablaufende Schwitzwasser wird durch eine besondere Abdichtung in die Shedrinnen nach außen abgeleitet (Abb. 4). Da die vorhandene Kanalisation die Abführung des Regenwassers nur nach einer Längsseite des Gebäudes ermöglichte und im Innern des Gebäudes selbst keine Abfallrohre angebracht werden konnten, mußten für die 42 m breite Halle Shedrinnen von 1000 mm Abwicklung und einem Gefälle von 150 mm ausgeführt werden (Abb. 4). Die Shedbinderuntergurte sind aus ⊐⊏-Profilen gebildet, damit daran für den Ein- und Ausbau der Kalander geeignete Konstruktionen angeklemmt werden können. Die Unterzüge der Shedbinder bestehen aus kräftigen ⊐⊏-Profilen mit aufgenieteten Platten. Die Befestigungsniete an den unteren Flanschen sind versenkt, um an beliebigen Stellen Transmissionsböcke anschließen zu können. Aus den Abb. 5 u. 6, welche das Innere des Gebäudes zeigen, sind alle Konstruktionseinzelheiten ersichtlich. Das Gesamtgewicht der Erweiterung einschl. der Wände bei einer Grundfläche von 3450 m² betrug 213,0 t, also $\frac{213\,000}{3450} = \sim 62$ kg/m². Die eigentliche doppelte Welleternitbedachung weist nur ein Eigengewicht von etwa 22 kg/m² Dachfläche auf und hat sich durchaus bewährt. Bei einer einwandfreien, nachgiebigen Eternitbefestigung besitzt ein derartiges Dach eine lange Lebensdauer.

Die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken.

Schnellmontage eines Stahlfachwerks.

Von Marinebaurat Pein, Rüstringen i. O.

Die Abb. 2 bis 5 geben Auskunft über ein Montageverfahren bei einem kleineren Stahlbauwerk, das zunächst in vollem Umfange auf der Hafenkaifläche zusammengebaut und sodann als fertige Konstruktion auf dem vorbereiteten und genügend verstärkten Unterbau des Dachgeschosses — nach Auswechslung der alten gußeisernen Tragsäulen der einzelnen Geschosse — durch den großen Schwimmkran der Marinewerft in Wilhelmshaven versetzt worden ist. — Es handelt sich um die Stahlfachwerkkonstruktion für einen sogenannten Justierturm, der auf einem rd. 18 m hohen Kopfbau eines Werkstattgebäudes errichtet werden mußte. Abb. 1 zeigt das Gebäude mit dem bisher vorhandenen niedrigen, hölzernen, turmartigen Aufbau. Dessen Höhe genügte nicht mehr, um die notwendigen Justierungsarbeiten an artilleristischen, optischen Geräten ausführen zu können. Im Laufe der Jahre waren immer zahlreichere hohe Gebäude im Blickfeld errichtet worden, die die erforderliche freie Sicht nach den markanten Punkten der

Abb. 2. Lage des Gebäudes zum Hafen.

näheren und weiteren Umgebung behinderten. Die Justierplattform mußte deshalb so hoch gelegt werden, daß eine Visierhöhe von rd. 25 m über Gelände erreicht wurde, wodurch die notwendige Sichtfreiheit ringsherum wiederhergestellt werden sollte in Verbindung mit der Möglichkeit, dann auch weiter entfernt liegende Ziele anschneiden zu können.

Nach Aufstellung verschiedener Entwürfe ergab sich als beste Lösung eine Ausführung als Stahlfachwerkbau. Als Baustoff wurde St 37·12 mit 0,3 % Kupferzusatz gewählt, um dadurch gleichzeitig an diesem den Witterungseinflüssen besonders ausgesetzten Bauwerk im Laufe der Jahre Erfahrungen darüber zu sammeln, ob und in welchem Umfang eine solche Cu-Beigabe den nach anderweitigen Feststellungen erheblich langsamer eintretenden und fortschreitenden Oxydierungsprozeß in der Wirklichkeit bestätigen wird. Da die für die Unterhaltung schwer zugänglichen Außenflächen der Stahlkonstruktion ganz besonders schwierig und kostspielig in gutem Rostschutzanstrich zu erhalten sind, so war die Wahl eines dem Rost schwerer zugänglichen Stoffes, der dabei aber eine verhältnismäßig leichte Bauart gestattete, direkt geboten.

Abb. 1. Werkstattgebäude vor dem Umbau.

Glücklicherweise liegt das Gebäude so günstig zum Hafenufer (Abb. 2), daß die Mitte des Turmaufbaues von dem großen Schwimmkran noch in ausreichender Höhenlage bestrichen werden kann. Danach ist der Montageverlauf nach dem Zusammenbau auf der Kaifläche aus den Abb. 3 u. 4 ohne weiteres ersichtlich. Die Zeit des Konstruktionsaufbaues konnte durch die Hilfe des „langen Heinrichs" von mindestens vier Wochen auf zehn Tage von der Anlieferung ab verkürzt werden, wobei die eigentliche Hochmontage des rd. 14 t wiegenden Stahlbauwerks in wenig mehr als einer Stunde vollständig durchgeführt war.

Abb. 5 zeigt den mit hartbraunen Klinkern in Traßzementmörtel ausgemauerten, außen mit Sikanolanstrich gegen durchschlagende Feuchtigkeit geschützten, innen gegen Kälte und Schwitzwasserbildung mit Masonite-Isolierplatten bekleideten, fertiggestellten Turmaufbau. In den Außenwänden des obersten (Justier-) Raumes sind zur besseren Ausnutzbarkeit die bekannten Stumpfschen hölzernen Patentschiebefenster eingefügt worden. In den darunterliegenden drei Turmgeschossen sind Zweige der optischen Werkstatt untergebracht. Treppen und eine Schachtöffnung ermöglichen den Werkstattverkehr zu den einzelnen Geschossen. Die Stahlbauteile nebst den Ersatzstützen in den unteren Geschossen des Hauptgebäudes sind durch die Stahlbaufirma Schellhaß & Druckenmüller G. m. b. H., Bremen geliefert worden.

Abb. 3. Transport des gesamten Stahlturmes nach Zusammenbau auf der Kaifläche.

Abb. 4. Eine Stunde reichte für die eigentliche Hochmontage aus.

Abb. 5. Turmaufbau nach Fertigstellung.

Die Bauzeit fiel wegen der verspäteten Bewilligung der Baumittel in die an der Nordseeküste besonders nassen und rauhen Wintermonate. Deshalb mußte versucht werden, die für die Offenhaltung des Dachgeschosses in dem mit Feinmechanikerwerkstätten und -lagern vollbesetzten Gebäude erforderliche Zeit auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Ein neuer Stahlskelett-Wohnblock in Berlin-Schmargendorf.

In der Ruhlaer Straße in Berlin-Schmargendorf wurde vor kurzem ein neuer Stahlskelettwohnblock mit 142 m Straßenfront und 64 Wohnungen fertiggestellt (Abb. 1).

Die Häuser sind im allgemeinen dreigeschossig. Jedoch wurde das erste Haus, welches sich an bereits vorhandene Bebauung anschließt, fünfgeschossig ausgeführt (Abb. 2).

Über dem dreigeschossigen Teil befindet sich ein durchlaufender Dachgarten, der etwa die halbe Haustiefe einnimmt. Der rückwärtige Teil wurde höher geführt und zu Atelierräumen ausgebaut (Abb. 3).

Abb. 1. Grundriß des Wohnblocks.

Die Wohnungen haben Warmwasserversorgung, Zentralheizung, eingebaute Eschebach-Möbel für Küchen und Schlafzimmer, Fliesenverkleidung im Bad und in der Küche, eingebaute Wannen usw. Vorhanden sind ferner Fahrstühle und eine moderne Autogarage für 50 Wagen unter dem Hof (Abb. 3). Diese ist mit der Straße durch Rampen verbunden, die durch das Vordergebäude führen.

Der Grundriß berücksichtigt den Einbau der bauseitig gelieferten Eschebach-Schränke durch besondere Ausnischungen.

Der Außenputz ist in warmem gelben Ton gehalten. Sockel und Türumrahmungen sind grau, letztere steinmetzmäßig bearbeitet. Rinnen und Abfallrohre sind in leuchtendem Signalrot gestrichen.

Bemerkenswert sind die sogenannten Garçon-Wohnungen, bestehend aus Empfangsraum (Diele), Wohnzimmer mit Schlafnische und Bad mit Vorraum (Abb. 4), die hauptsächlich im fünfgeschossigen Teil liegen. Entgegen der Wohnungsanordnung bei Hauszinssteuerbauten

Abb. 2. Teilansicht der Straßenfront.

Abb. 3. Querschnitt der Wohnhäuser.

Abb. 4. Wohnungsaufteilungen.

Abb. 5. Mittelstütze.

Abb. 6. Außenstütze.

befinden sich hier **vier** Wohnungen an einem Treppenhaus. Diese Anordnung fand hier in Berlin zum ersten Male Anwendung und hat bisher keine hygienischen Mängel gezeigt. Die Wohnungen liegen zur Hälfte nach Westen (an der Straßenfront) und zur Hälfte nach Osten (an der Gartenseite).

Die Ausführung erfolgte in moderner Stahlskelettbauweise, von der man sich folgende wesentlichen Vorteile versprach:

1. Abkürzung der Bauzeit.
2. Vergrößerung der Wohnfläche durch dünnere Außen- und Innenwände.
3. Weitgehende Vermeidung von Feuchtigkeit durch Anwendung von Trockenkonstruktion.
4. Große Bewegungsfreiheit bei Änderungswünschen noch während der Ausführung usw.

Die Erfahrung hat diese Erwartungen vollauf bestätigt.

Der Stahlskelettrahmen besteht aus einer Mittelstütze aus ⊐⊏-Profilen (Abb. 5) und zwei Außenstützen aus je einem ⊏- und einem L-Profil (Abb. 6) und den durch die beiden ⊏-Profile der Mittelstütze durchlaufenden und miteinander verlaschten Unterzügen mit teilweiser Einspannung.

Über den Unterzügen liegen als durchlaufende Träger die eigentlichen Deckenträger. Durch Verwendung von einem ⊏- und einem L-Profil bei den Außenwandstützen war es möglich, diese in der nur 25 cm starken Wandausfachung vollkommen verschwinden zu lassen. Schräge Windverstrebungen wurden nicht ausgeführt. Die eingespannten Massivdecken ergeben die notwendige Versteifung.

Die vorspringenden Austritte ruhen auf Kragträgern. Insgesamt wurden 385 t Stahl verwendet, deren Lieferung und Montage der Firma Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, übertragen war.

Die Fundierung ist normal.

Die Vor- und Rücksprünge der Fassade (Abb. 2) ergeben sich aus der äußersten Ausnutzung der zulässigen 12 m-Randbebauung. Diese Rücksprünge bilden für den Stahlskelettbau keine Schwierigkeiten.

Zur Ausfachung der 25 cm starken Außenwände wurde Schlackenbeton aus hochwertiger entschwefelter Hochofenschlacke verwendet. Die Wohnungstrenn- und Treppenhauswände bestehen aus 12 cm starken Schlackensteinen, alle übrigen Innenwände aus Koksschlacke in der üblichen Art.

Für die Decken wurden gestelzte Zementdielen verwendet, die zwischen stählernen Trägern unter Einbau von Holzstegen verlegt worden waren. Letztere dienen zur Aufnahme der Rohrleistenputzdecken. Zwischen Putz- und Zementdielen entsteht dadurch isolierender Luftraum.

Die Zementdielen erhielten einen 3 bis 4 cm starken schallisolierenden Estrich aus Bimsbeton zur Aufnahme von Linoleum für sämtliche Räume, mit Ausnahme der Küchen und Badezimmer, die Terrazzofußboden haben.

Die Balkone haben Asphaltbelag, der Dachgarten solchen aus vergossenen Asphaltplatten.

Das Straßengefälle ist durch verschiedene Höhenlage des Erdgeschoßfußbodens zwischen den Brandmauern ausgeglichen worden.

Die statische Berechnung wurde von dem Ingenieurbüro Berger & Samuely aufgestellt, während die Ausführung der Firma Richter & Schädel übertragen wurde.

Entwurf und Oberbauleitung lagen in Händen von E. Glas, Architekt B. D. A., Berlin. Dr. Bauer, Essen.

Verschiedenes.

Die Kosten der elektrischen Lichtbogenschweißung. Die ständig wachsende Zahl der in dieser Zeitschrift veröffentlichten Abhandlungen über die Anwendung der elektrischen Lichtbogenschweißung beweist, daß dieses Arbeitsverfahren namentlich infolge der vielfach hierbei erzielbaren Ersparnisse im Stahlbau mehr und mehr Eingang findet. Des öfteren werden jedoch über die mit der Elektroschweißung erzielbaren Ersparnisse Angaben gemacht, welche genauerer Nachprüfung nicht standhalten.

Im Zusammenhang mit Angaben über die Verminderung der allgemeinen Bearbeitungskosten, welche in diesem Umfang ebenfalls von Betriebsfachleuten ernstlich in Zweifel gezogen werden, führt Dr.-Ing. ehr. Schmuckler[1]) Ermittlungen von Dr. Strelow, Hamburg, an, wonach die Kosten einer Kehlnaht von 15 mm Nahtdicke ohne Tilgung des Anlagekapitals nur 1 RM/m betragen sollen. Auf Rückfrage teilt hierzu Schmuckler mit, daß sich seine Angaben auf eine leichte Kehlnaht beziehen. Außerdem ist dieser Preis von Schmuckler irrtümlich für 15 mm Nahtdicke angegeben, während sich die Strelowschen Ermittlungen auf entsprechende Plattendicken beziehen.

In der Tat ermittelt Strelow[2]) für eine volle Kehlnaht von 15 mm Seitenlänge (nicht Höhe oder Dicke) ohne Überhöhung einen Preis von rd. 3 RM/m wobei die Lohn- und Stromkosten etwas zu niedrig eingesetzt sind.

Nach den nahezu übereinstimmenden und nachgeprüften Angaben verschiedener Stahlbaufirmen, eines elektrotechnischen Werkes, verschiedener Veröffentlichungen[3]) und der Werbeschrift einer Schweißfirma[4]) wird bei

1,2 RM/h Lohnkosten,
0,4 RM/kg Drahtkosten und
0,1 RM/kWh Stromkosten

die Herstellung einer Kehlnaht von 15 mm Seitenlänge im Werk folgende, unmittelbar entstehenden Kosten verursachen:

1. Lohnkosten . . . . . 1,2 RM/m
2. Drahtkosten . . . . . 0,4 RM/m
3. Stromkosten . . . . . 0,5 RM/m

zusammen: 2,1 RM/m Schweißnaht.

Diese Kosten erhöhen sich noch um einen Amortisationszuschlag von 0,5 RM/m (bei einem mittleren Anschaffungspreis von 1900 RM für ein Schweißaggregat), ferner um den Unkosten-, Risiko- und Gewinnzuschlag von 1,60 RM/m, welcher einem bescheidenen, auf die Lohnkosten bezogenen Gesamtsatz von 133% entspricht.

Bei Schweißungen im Werk betragen mithin die gesamten Kosten für 1 m Kehlschweißnaht von 15 mm Seitenlänge 4,20 RM.

In einer neueren Veröffentlichung[5]) rechnet auch Schmuckler bei Kostenvergleichen mit wesentlich höheren Kosten. Nimmt man bei diesen neueren Schmucklerschen Angaben einen Preis von 175 RM/t für Laschenteile an, so ermitteln sich die Kosten dünnerer Flankenschweißnähte zu 3,4 RM/m bzw. 4,7 RM/m.

Auch der eingangs angeführte, von Strelow ermittelte Preis von etwa 3 RM/m ist hiermit vergleichbar, denn an Unkosten hat Strelow hierbei nur die Verzinsung, Abschreibung und Steuern für die Schweiß- und Bearbeitungsanlage berücksichtigt, während der Unkostenzuschlag für die übrigen Werksanlagen und Werkseinrichtungen sowie der Risiko- und Gewinnzuschlag fehlen.

Bei Baustellenschweißungen werden die Leistungen der Schweißer infolge der örtlich zerstreuten Lage und schlechteren Zugänglichkeit der Schweißstellen, ferner durch die Rücksichtnahme auf schlechte Witterung und schließlich infolge unvermeidlicher Überkopfschweißungen wesentlich geringer. Gerüstbau, stärkerer Verschleiß der Einrichtungen und höhere Stromkosten infolge längerer Kabelleitungen erhöhen die Kosten für Baustellenschweißungen weiterhin, so daß u. U. mit dem doppelten Betrag der Kosten für Werkstattschweißungen gerechnet werden muß. Noch ungünstiger sind selbstverständlich die Verhältnisse für Verstärkungsarbeiten.

Zweifellos wird trotz dieser Richtigstellung die Anwendung der Elektroschweißung in vielen Fällen zu einer Verbilligung der Stahlbauten führen. Viele Bauherren dürften heute infolge der häufigen Hinweise in der Fachpresse von dieser Verbilligung überzeugt sein. Die Erwartungen müssen aber in vernünftigen und erreichbaren Grenzen bleiben, denn wie vorstehend nachgewiesen, können „ergänzungsbedürftige Feststellungen" sehr weit über das Ziel hinausschießen. Die Konstruktionswerke haben bei der Anwendung der Elektroschweißung eine besonders sorgfältige und gewissenhafte Arbeit zu gewährleisten, und sie dürfen in der Beobachtung der erforderlichen Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit nicht durch übertriebene und ungesunde Erwartungen in bezug auf Verbilligung beengt werden. Prof. Rein, Breslau.

[1]) Z. d. VdI 1930, S. 1573 bis 1579.

[2]) Maschinenbau 1927, Heft 11 bis 13.

[3]) „Die elektrischen Schweißverfahren", Sammlung Göschen, S. 61. Berlin und Leipzig. Walter de Gruyter & Co.

Sandelowsky; „Das Arcatomschweißverfahren", Elektroschweißung 1930, S. 215 bis 222.

[4]) Mitteilungen der Kjellberg Elektroden- und Maschinenbau G. m. b. H., Heft 4, Februar 1930.

[5]) Stahlbau 1931, S. 139 u. 140.

Schweißen der Stahlkonstruktion von Gebäuden[1]). Im vergangenen Jahre wurden nach L. D. Meeker in den Vereinigten Staaten weitere vier große Bürogebäude und zahlreiche kleinere Bauwerke ganz oder teilweise mit dem Flammbogen geschweißt. Bei dem 13 Geschosse umfassenden, annähernd 150 Fuß (= 45,7 m) hohen Gebäude der Southern California Edison Co. in Los Angeles wurden rd. 3500 t Stahl verbraucht, wobei nahezu 50 000 Fuß (= 15 240 m) Schweißverbindungen erforderlich waren. Die vertikale Belastung wird von Nieten getragen, während die Versteifungen gegen Wind und Erdbeben geschweißt wurden. Bei dem bei einer Bodenfläche von 110 × 58 Fuß (= 33,5 × 17,7 m) 14 Stockwerke umfassenden Gebäude der Edison Electric Illuminating Co. in Boston, bei dem in Anbetracht der geringen Breite die Versteifung gegen den Wind verschiedene interessante Fragen zu lösen gab, wurden von 1335 t Stahl 1070 durch Flammbogenschweißung zusammengefügt, wobei insgesamt 1205½ Arbeitsstunden erforderlich waren. Das größte wie auch das erste durchweg geschweißte Gebäude stellt das 19 Geschosse umfassende Gebäude der Dallas Power and Light Co. in Dallas dar, das sich bei einer Grundfläche von 100 × 110 Fuß (= 30,5 × 33,5 m) 246 Fuß (= 75 m) über die Fundamente erhebt. Die nur zwei Monate in Anspruch nehmenden Schweißarbeiten wurden unter Verwendung von vier Maschinen von nur fünf Schweißern ausgeführt.

Die 1929 herausgebrachte automatische Flammbogen-Schweißmaschine wurde bei einem 160 × 40 Fuß (48,8 × 12,2 m) messenden Garagenboden sowie auch für den Beschickungsboden eines neuen Siemens-Martin-Ofens benutzt. Dazu kam eine verbesserte transportable halbautomatische Flammbogenschweißanlage, welche auf einem mit Rädern versehenen Rahmen montiert ist und im wesentlichen aus einer durch einen Motor angetriebenen Drahtvorschubvorrichtung und dem Schweißwerkzeug nebst den nötigen Regulierapparaten besteht. Der Elektrodendraht wird hier von einem Haspel aus dem Schweißer zugeführt, so daß die beim Handschweißen erforderliche Erneuerung der Elektroden in Fortfall kommt. Diese halbautomatische Anlage eignet sich besonders für Fälle, wo umfangreiche Schweißarbeiten nötig sind und ein rein automatisches Schweißen untunlich ist. Weiterhin wurde eine die Einflüsse der Verschiedenartigkeit menschlicher Arbeit ausschaltende, verbesserte Schweißungen bei höherer Arbeitsgeschwindigkeit liefernde automatische Maschine für atomistische Wasserstoff-Flammbogenschweißung konstruiert, welche äußerst dehnbare und dichte Schweißverbindungen erzeugt. Der Schweißkopf besteht aus zwei durch einen Motor vorgetriebenen, an den erhitzten Partien in ein Wasserstoffbad gehüllten Elektroden für die Erzeugung des Flammbogens, durch welch letzteren Wasserstoff geblasen wird. Die Verschiebung des Flammbogens erfolgt durch Mikrometerschrauben. Für Fälle, in denen auch Zusatzmetall benötigt wird, ist noch eine durch einen Motor mit veränderlicher Geschwindigkeit angetriebene Drahtvorschubvorrichtung nebst einer das Schweißgut in die Schweißflamme lenkenden Düse vorhanden. Gesteigerte Nachfrage nach billigerem Wasserstoffgas hat gleichzeitig zur Ausarbeitung von zwei neuen Gasgewinnungsverfahren geführt. In dem einen Falle handelt es sich um eine Zersetzung von wasserfreiem Ammoniak

[1]) „Sheet Metal Industries", London, Bd. 5, Heft 1 vom Mai 1931, S. 49 bis 50.

in Wasserstoff und Stickstoff mittels eines als „Ammoniakdissoziator" bezeichneten Apparats, bei dem Ammoniakgas auf elektrischem Wege auf die richtige, automatisch geregelte Temperatur erhitzt und dann über einen Kontaktstoff geleitet wird. Das so erhaltene Gas kostet nur etwa halb so viel wie in Flaschen bezogener Wasserstoff. Das zweite Verfahren besteht in der Darstellung von „Elektrolene", d. h. gekracktem Stadtgas. Die hierfür erforderlichen Einrichtungen sind kostspieliger und auch nicht in kleinen Einheiten für nur ein bis zwei Handschweißbrenner erhältlich. Bei zwei oder drei atomistischen Apparaten oder sechs und mehr Handbrennern machen sich jedoch die höheren Anlagekosten durchaus bezahlt, da das Gas etwa den vierten Teil von in Flaschen bezogenem Wasserstoff kostet. Dabei kann nahezu jedes Stadtgas entsprechend gekrackt werden.

Manschke.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zur Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen. In der auf Seite 184 ff. dieser Zeitschrift veröffentlichten Abhandlung dieses Titels stellt der Verfasser, Professor Dr. Petermann, Berlin, im Hinblick auf die außerordentliche Empfindlichkeit gedrungener Stäbe gegen geringe Abweichungen des Lastangriffes von der Stabachse unter anderem die Forderung auf, daß Prüfmaschinen für Knickversuche stehend angeordnet werden müßten.

3000 t-Prüfmaschine des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Berlin, im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.

Bei der Nachprüfung des Verhaltens schwerer Brückenstäbe in natürlicher Größe kommen aber Abmessungen in Frage, welche schon zu früheren, wirtschaftlich besseren Zeiten die Anlage stehender Prüfmaschinen mit Rücksicht auf die Kosten usw. verboten, und welche die Anlage solcher stehenden Prüfeinrichtungen heute geradezu unmöglich machen. Dies leuchtet ohne weiteres ein, wenn man sich vergegenwärtigt, daß die große, im Staatlichen Materialprüfungsamt, Berlin-Dahlem, aufgestellte Prüfmaschine des Deutschen Stahlbau-Verbandes, auf welcher bereits eine Reihe größerer Brückenstäbe[1]) geprüft worden ist, eine Gesamtlänge von rund 28 m beansprucht für Längen der Prüfstäbe bis 15,1 m und Druckkräfte bis 3000 t (Abbildung).

Außerdem ist darauf zu verweisen, daß die von Zimmermann aufgestellte Erweiterung der Euler-Theorie den Nachweis dafür erbringt, daß auch ein Stab mit Fehlerhebel bei genauer Einrichtungsarbeit die theoretische Knicklast zu erreichen vermag. In der Tat dürfte dies bei Versuchen mit schweren Brückenstäben auch bereits gelungen sein, insbesondere bei dem Stab Nr. 11[2]), welcher ja bei einem Schlankheitsgrad von $\lambda = 30{,}6$ eine Knicklast von 2187 t, d. h. eine Knickspannung von 2580 kg/cm² (gegenüber einer mittleren Streckgrenze des Materials von 2700 kg/cm²) erreichte.

Der Petermannschen Forderung steht sodann der von Fachleuten verschiedentlich schon erhobene Einwand entgegen, daß man schwere Brückenstäbe so prüfen solle, wie sie im Bauwerk eingebaut sind, also vielfach unter voller oder teilweiser Wirkung der Eigengewichte.

Für die liegende Anordnung schwerer Prüfmaschinen spricht ferner die Möglichkeit, den Einfluß des Eigengewichtes durch geschickte Anordnung von Gegengewichten u. dgl. teilweise oder nahezu ganz auszugleichen. Wenn von dieser Möglichkeit bei den älteren Versuchen mit schweren Brückenstäben nicht immer Gebrauch gemacht worden ist, so liegt dies daran, daß man auch ohne den Eigengewichtsausgleich befriedigende Ergebnisse zu erzielen vermochte.

Deutscher Stahlbau-Verband, Berlin.

[1]) Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau A 2: Versuche zur Prüfung und Abnahme der 3000 t-Maschine. — Bohny: Über die Bemessung von Druckstäben, Bauing. 1922, S. 135. — Voß: Prüfung von Druckstäben für Brücken des Kaiser-Wilhelm-Kanals, Bauing. 1922, S. 8.

[2]) Bohny: Über die Bemessung von Druckstäben, Bauing. 1922, S. 140.

Erwiderung.

Die Ausführungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes sind durchaus berechtigt, soweit es sich um Abmessungen handelt, wie sie die große Maschine des Verbandes in Dahlem hat. Hier fallen die Vorzüge der liegenden Anordnung besonders ins Gewicht. Auch ist zuzugeben, daß der Einfluß des Eigengewichtes ausgeschaltet werden kann, was aber mit einer Erschwerung der Versuchsarbeiten und mit Kosten verbunden ist. Die befriedigenden Ergebnisse, die auch ohne Gewichtsausgleich erreicht worden sind, dürften zum Teil durch die Lagerung der Druckplatten zu erklären sein, die eine teilweise Einspannung und damit eine Erhöhung der Knicklast zur Folge hat.

Für Maschinen kleinerer Abmessungen indessen — für Versuchsanstalten dürfte im allgemeinen eine Knicklänge von 10 m als Höchstmaß und als vollkommen ausreichend anzusehen sein — ist die Forderung der stehenden Anordnung nach wie vor berechtigt, was auch die Ausführungen der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg beweisen und ebenso die der Firma Mohr & Federhaff, die stehende Maschinen bis 8 m Knicklänge gebaut hat.

Petermann.

Berichtigung. In meinem Aufsatz „Der Stahlbehälterbau"[1]) wurde auf S. 74 irrtümlich angegeben, daß die Grundformel 17)

$$\pm \frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p$$

von Milanković aufgestellt und von Forchheimer eingeführt worden ist. Dies trifft nicht zu. Als Autor dieser Formel zur Berechnung von Behältern muß Forchheimer angesprochen werden, der sie bereits 1894 in der „Zeitschrift für Bauwesen", Jahrg. 44, S. 403, mitgeteilt hat. Erst später, 1908, hat M. Milanković in den Arbeiten der südslawischen Akademie der Wissenschaften, Agram, Bd. 175, S. 150, darauf aufmerksam gemacht, daß für $S = T =$ konstant die genannte Gleichung in die der Oberfläche hängender Tropfen übergeht. — Prof. Müllenhoff, Aachen, hat darauf hingewiesen, daß für die Berechnung vollwandiger Kuppeln, bei denen lediglich das Eigengewicht p wirkt, Schwedler bereits 1866 in seinem Aufsatz „Die Konstruktion der Kuppeldächer"[2]) in der „Zeitschrift für Bauwesen" S. 7 usf., die im wesentlichen gleiche Formel 4):

$$p \cos \alpha + \frac{A}{\varrho} + \frac{B}{n} = 0$$

abgeleitet hat, worin A und B als Meridian- und Tangentialspannungen die Bedeutung von S und T haben.

Die Formel gilt also für vollwandige Kuppeln und sinngemäß auch für hängende Böden, soweit sie durch ihr Eigengewicht beansprucht werden.

Tritt an die Stelle von $p \cos \alpha$ als senkrecht zur Wandung gerichtete Teilkraft des Eigengewichtes der in diesem Sinne wirkende Flüssigkeitsdruck p, so entsteht die von Forchheimer zur Berechnung von Behältern allgemein aufgestellte Formel.

Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß die Schwedlersche Ableitung vielen Fachkreisen unbekannt geblieben sein dürfte.

E. Kottenmeier.

[1]) Der Stahlbau 1930, Heft 2, 5 u. 7; ferner Sonderdruck S. 39. Berlin 1930. Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Vgl. auch Hertwig, Johann Wilhelm Schwedler. Sein Leben und sein Werk mit Wiedergabe der wichtigsten theoretischen Abhandlungen und der hauptsächlichsten Konstruktionen. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang — BERLIN, 27. November 1931 — Heft 24

Entwurfsbearbeitung und Festigkeitsberechnung für die Jannowitzbrücke (Spreebrücke) in Berlin.

Von Dipl.-Ing. W. Lentz, Berlin-Johannisthal.

I. Allgemeines.

1. Die Jannowitzbrücke im Rahmen anderer Brückenbauten der Stadt Berlin.

Die während des letzten Jahrzehnts in Berlin entstandenen Brückenbauten lassen sich, von ihrer räumlichen Lage im Stadtbilde Berlins ausgehend, im wesentlichen in zwei Gruppen einteilen[1]):

1. Brückenbauten zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse auf und über den Wasserstraßen (insbesondere der Spree);
2. Brückenbauten zur Verbreiterung der Zugänge zur Innenstadt am Ringbahngürtel.

Abb. 1. Brückenbauten 1921 bis 1931.

Zu der ersten Gruppe gehören die Neubauten der Charlottenbrücke in Spandau, der Schloßbrücke in Charlottenburg, der Hugo-Preuß-Brücke am Humboldthafen, der Jannowitzbrücke sowie der geplanten Mühlendammbrücke. Zu der zweiten Gruppe gehören als Kreuzungsbauten mit dem Nordring die Knobelsdorffbrücke, die Brücken im Zuge der Frankfurter und Landsberger Allee, sowie als solche mit dem Südring die Brücken im Zuge der Bergstraße in Neukölln, der Berliner Straße in Tempelhof, des Sachsendammes in Schöneberg, der Mecklenburgischen Straße in Schmargendorf und des Kronprinzendammes in Halensee (Abb. 1). Alle diese Bauwerke wurden in Stahlkonstruktion ausgeführt, wie es bei der fast überall auftretenden Forderung einer möglichst geringen Bauhöhe kaum anders möglich war.

Die wachsenden Anforderungen des Straßenverkehrs haben sich nun in beachtenswerter Weise auf die Gestaltung der Straßenbrücken ausgewirkt. Während die Überbrückungen der Spree (Charlottenbrücke, Schloßbrücke und Hugo-Preuß-Brücke) noch eine gemeinsame Fahrbahn für den Verkehr in beiden Richtungen aufweisen, zwang zunächst der Durchbruch der großen Ausfallstraßen durch den Ringbahngürtel bei den hier zu erneuernden Straßenüber- und -unterführungen mit Rücksicht auf die reibungslose Abwicklung des hier sehr bedeutenden Fahrzeugverkehrs zu einer Ausführung mit Richtungsfahrdämmen, die dann auch für andere, besonders wichtige Straßenzüge gefordert werden mußte. Von den Straßenüberführungen (Abb. 1) ist hier die westlich des Bahnhofs „Ausstellung" über die Gleise der Reichsbahn führende Kronprinzendammbrücke zu erwähnen, die erstmalig ohne Zwischenstützen mit einer Stützweite von 58 m ausgeführt wurde. Die erste Brücke in der Innenstadt, die bei einer Stützweite von 72 m einen Straßenkörper mit Richtungsverkehr überführen soll, ist die Jannowitzbrücke über die Spree in unmittelbarer Nähe des gleichnamigen Bahnhofs der Stadtbahn.

[1]) Magistratsoberbaurat Usinger, Berlins Brückenbau in den letzten 10 Jahren, Bauing. 1931, Heft 4 bis 6.

2. Die Spreebrücke im Rahmen des Gesamtentwurfes der Jannowitzbrücke.

Dieses Bauwerk ist ein verhältnismäßig kleiner Bestandteil eines fast fünfjährigen Umbauvorganges (1927 bis 1932), wie er in seiner Eigenart in Berlin kaum wieder vorkommen dürfte. Er wurde ausgelöst durch den Bau des Spreetunnels der neuen Untergrundbahnlinie Gesundbrunnen—Neukölln (Abb. 1). Dieser bedingte den Abbruch der alten Jannowitz-

Abb. 2. Umbau der Jannowitzbrücke in Berlin, vier Verkehrswege übereinander.

brücke, eines unter der Fahrbahn liegenden stählernen Tragwerkes mit zwei Strompfeilern, dessen Seitenöffnungen bereits im Gefälle lagen, um besonders auf der Nordseite die Straße unmittelbar hinter dem Brückenwiderlager unter den Brücken der Reichsbahn hindurchzuführen (Abb. 2). Infolge der für die Schiffahrt geforderten großen Durchfahrtsöffnung, die bis zur Uferlinie durchweg 4 m hoch ist, war die Kreuzung des Straßenzuges mit der Reichsbahn ohne eine Hebung der Reichsbahnbrücken unmöglich zu bewerkstelligen. Da außerdem infolge der neuen Baufluchtlinien und Straßeneinteilung auf der Brücke die Beseitigung bestehender Stützenreihen der Reichsbahnbrücken nicht zu umgehen war, wurde ein völliger Umbau des Reichsbahnviaduktes an dieser Stelle notwendig.

Dieser bedeutsame Bau, der durch Überschneidungen der alten und neuen Fundamente sowie durch die Tiefenlage der letzteren die Überwindung ganz besonderer Schwierigkeiten mit sich brachte, kann auch hier nicht unerwähnt bleiben. Es wurde zunächst unter völliger Aufrechterhaltung des Zugverkehrs eine stählerne Abfangekonstruktion sehr großen Ausmaßes eingebaut, die auf vorwiegend seitlich angeordnete Gruppen von Bohrpfählen gelagert wurde. Im Schutze dieser Konstruktion wurden die alten Bogen und Pfeiler abgebrochen sowie die endgültigen Fundamente eingebracht und so die Möglichkeit für den Einbau des Untergrundbahntunnels und der endgültigen Stahlüberbauten der Reichsbahnbrücken von der Jannowitzbrücke bis zur Schicklerstraße geschaffen. Einen gewissen Maßstab für den Umfang dieser Arbeiten bildet der Stahlverbrauch, der sich einschließlich aller Behelfskonstruktionen sowie einschließlich der noch im Bau befindlichen Straßenbrücke auf über 7000 t beläuft.[2])

[2]) Magistratsoberbaurat La Baume, Die Umbauten am Bahnhof Jannowitzbrücke, Bautechn. 1931, Heft 18 u. 19.

II. Entwurfsbearbeitung der Straßenbrücke.

1. Gesichtspunkte für die Wahl des Systems.

Bei der Entwurfsbearbeitung der Straßenbrücke mußte mit der Klärung der Frage „zwei oder mehrere Hauptträger" begonnen werden. Bei der großen Breite lag es zunächst nahe, ein System mit mehreren Hauptträgern in Erwägung zu ziehen, die wegen der außerordentlich geringen Bauhöhe (trotz Hebung der S.O. der Reichsbahnbrücken um 54 cm) naturgemäß über der Fahrbahn liegen mußten. Dies hätte eine Lösung nach der Art der Kronprinzendammbrücke ergeben, bei der je zwei Hauptträger — Bogenträger ohne Zugband — einen Querträger der Fahrbahn aufnehmen und die Straßenbahngleise auf zwei innen liegenden, voneinander unabhängigen Konsolen ruhen, eine Bauart, die sowohl wirtschaftliche wie statische Vorteile gewährt (Abb. 3). Dabei kam das System der Hauptträger erst in zweiter Linie in Betracht.

Beispielsweise wurde neben Bogenträgern, die in ästhetischer Hinsicht eine wuchtige Betonung dieses Verkehrsknotenpunktes bedeuten würden, vorübergehend eine Ausführung mit Langerschen Balken erwogen, deren leichte Stabbögen weniger auffallen, während die Versteifungsträger mehr die Waagerechte betonen. Auch hier hätte sich die statisch vorteilhaftere Lagerung des Straßenbahnkörpers auf zwei Konsolen ausführen lassen, zudem könnten die rd. 1,10 m über die Fahrbahn hinausragenden Blechträgerwände der Versteifungsträger schönheitlich in Kauf genommen werden, da sie den Vorteil einer eindeutigen Trennung des Verkehrs mit sich bringen, die nach den heutigen Ansichten erwünscht ist. Von der Wahl des Langerschen Balkens wurde indessen bald Abstand genommen, da eine einwandfreie Ausbildung des Anschlusses der über 5 m breiten Fußwegkonsolen, die städtische Rohrleitungen von sehr erheblichem Gewicht aufzunehmen haben, am Versteifungsträger nicht möglich war.

Abb. 3. Querschnitt der Kronprinzendammbrücke.

Den Hauptgrund für die schließlich erfolgte allgemeine Verurteilung aller Überbauten mit mehreren Hauptträgern bildete jedoch die Gründungsmöglichkeit. In Ergänzung der im ersten Abschnitt gemachten Ausführungen über die Lage der Baustelle (Abb. 1) muß hier erwähnt werden, daß bereits während des Krieges ein Tunnel unter der Spree fertiggestellt wurde, der die sogenannte AEG-Schnellbahn aufnehmen sollte und, aus der Brückenstraße kommend (wie der jetzige Tunnel), in langgestreckter S-Kurve unter der Spree hindurch in die westlicher gelegene Neue Friedrichstraße führte. Dieser Tunnel, der vor einigen Jahren im Zusammenhang mit den neuen Schnellbahnplänen und der Zusammenführung mehrerer wichtiger Linien am Alexanderplatz sowie aus Gründen der Verkehrssicherheit aufgegeben wurde, zweigt gerade im Bereich der südlichen Fundamente der Straßenbrücke von der Hauptlinie ab, so daß hier nur ganz wenig Platz für den Einbau der Fundamente verblieb. Es war bei keiner Lösung der Brücke möglich, allen Hauptträgern ein unmittelbares Auflager auf den Fundamenten zu geben, vielmehr mußten in jedem Fall an einzelnen Stellen Abfangeträger aus Stahlfachwerk eingebaut werden, die die Brückenlast über den Tunnelkörper hinweg auf zwei Einzelfundamente verteilten. Es stellte sich nun bald heraus, daß diese Schwierigkeiten um so größer wurden, je mehr Hauptträger vorhanden waren.

Für die weitere Entwurfsbearbeitung kam daher nur ein Tragwerk mit zwei Hauptträgern in Frage. Mag eine Konstruktion der Brücke mit mehreren, insbesondere vier Hauptträgern hinsichtlich des Stahlverbrauchs für den Überbau wirtschaftlicher gewesen sein, die Mehrkosten der Fundamente, die ohnehin wegen der Tiefenlage des Untergrundbahntunnels einen weit höheren Anteil an den Gesamtkosten der Brücke haben als sonst (nahezu 50 %), würden weit größer gewesen sein.

2. Beschreibung des gewählten Systems.

Die Bauhöhe durfte mit Rücksicht auf die Forderungen des Gesamtentwurfes das Maß von 1,37 m nicht überschreiten, was mit Rücksicht auf den Abstand der Hauptträger von 25,30 m bei normal ausgebildeten Querträgern nicht einzuhalten war. Auf Grund einer Anregung von Magistratsoberbaurat Usinger wurde deshalb im Sommer 1927 erstmalig das in Abb. 4 dargestellte System zur Ausführung bestimmt, das unabhängig hiervon später u. a. von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, für den Bau der Rheinbrücke in Köln-Mülheim in dem Entwurf „Gespannter Bogen", freilich in ungleich größeren Ausmaßen, in Vorschlag gebracht wurde.

Die Hauptträger — jetzt Fachwerk-Zweigelenkbögen mit Zugband — sind in den Knotenpunkten 2, 4, 6 durch Querrahmen verbunden; die Fahrbahn ist in der Längsachse der Brücke an diesen oberen Querrahmen mit einer dritten Reihe Hängestangen aufgehängt, die einen Fahrbahnlängsunterzug, im folgenden Hauptlängsträger genannt, tragen. Die Querträger in den Knotenpunkten 2, 4, 6 mögen Hauptquerträger, die Querträger in den Knotenpunkten 1, 3, 5, die in der Mitte auf dem Hauptlängsträger ruhen, Zwischenquerträger genannt werden. Freilich ist bei diesem System nur eine gerade Brücke möglich, was aber bei dem hier vorhandenen Winkel zwischen Straßenachse und der Lotrechten zur Stromachse von nur rd. 15° nicht sehr ins Gewicht fällt.

Dieses System erwähnt später auch Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Herbst in seinem Aufsatz „Über die Beseitigung von Brückenengen auf den Berliner Wasserstraßen (Erneuerung der Brücken mit Stahlüberbau)"[3]), in dem u. a. auf die bei der allgemeinen Entwurfsbearbeitung entstehenden Schwierigkeiten, die in dem Ausgleich der sich zum Teil sehr widerstreitenden Verkehrsinteressen der verschiedensten Behörden liegen, hingewiesen wird, hält aber (vgl. S. 92) eine solche Anordnung nicht für vorteilhaft, da sie „weder schön noch verkehrssicher" sei. Bei einem Bauwerk, das an so bedeutender Stelle mitten im Brennpunkt des großstädtischen Verkehrs steht, kann eine solche im voraus geübte Kritik nicht unwidersprochen bleiben. Gerade diese beiden Gesichtspunkte, Verkehrssicherheit und ästhetische Durchbildung, waren es, auf die bei der Entwurfsbearbeitung besondere Sorgfalt verwendet wurde.

Abb. 4. System der Brücke.

Abb. 4a. Seitliche Aufhängung (Punkt A).

Abb. 4b. Mittlere Aufhängung (Punkt B).

Was die Verkehrssicherheit betrifft, mußte immerhin an die Möglichkeit des Anfahrens der mittleren Hängestangen etwa durch Entgleisen eines Straßenbahnwagens gedacht werden. Die Hängestangen, die im vorliegenden Falle, um einen freien Überblick über die ganze Fahrbahn zu gewähren, aus Rundstahl gewählt wurden, können keine erheblichen Stöße ohne Deformation aufnehmen. Der Hauptlängsträger wurde daher ohne ein wesentliches Mehrgewicht so bemessen, daß er im Falle des Außerkrafttretens einer Hängestange bei einer Stützweite von 24 m als Abfangeträger wirken kann, wobei natürlich eine höhere Beanspruchung als im Normalfall zugelassen wurde (vgl. unter IV, 2).

Das Anfahren einer seitlichen Hängestange liegt bei dem vorhandenen Schrammbord (Abb. 4) und der gewählten Bordsteinhöhe von 25 cm nicht

[3]) Stahlbau 1928, Heft 8.

im Bereiche der Möglichkeit. Sollte es doch einmal geschehen, würden, da hier die Stützweite der Längsträger gegebenenfalls nur 12 m beträgt, für die Fahrbahnkonstruktion keine schwerwiegenden Folgen entstehen, da sie auch ohne Anordnung besonderer Abfangeträger, die hier ein Mehrgewicht von rd. 120 t erfordert hätten, steif genug ist und eine lastverteilende Wirkung in ausreichendem Maße durch die Fußwegträger F. T. 2 und F. T. 5, die ohnehin aus konstruktiven Gründen als Blechträger ausgebildet werden mußten, gewährleistet ist.

3. Ästhetische Durchbildung des gewählten Systems.

Die Entwicklung des neuzeitlichen Brückenbaues deutet an sich zweifellos auf die Bevorzugung vollwandiger Tragwerke hin und strebt eine glatte und straffe Linienführung an. Wenn nun die technischen Forderungen, deren Erfüllung oberstes Gesetz ingenieurmäßiger Arbeit bleiben muß, eine solche Linienführung bei den Hauptträgern nicht zulassen, bleibt nichts anderes übrig, als für diese ältere Formen, für alle anderen Bauteile aber solche Formen anzustreben, die dem Zeitgeist und den augenblicklichen Ansprüchen der Ästhetik entsprechen und so dem Gesamtbauwerk eine besondere Note verleihen. Das dürfte, wie aus dem Folgenden hervorgeht, hier gelungen sein.

Abb. 5. Ansicht vom Märkischen Ufer.

In der Längsansicht, also längs des Flußlaufes, etwa von der benachbarten Waisenbrücke oder dem Märkischen Ufer aus gesehen, fügt sich das Bauwerk harmonisch in die Örtlichkeit ein. Die Gurtungen sind Parabeln, die so geführt sind, daß die Neigungen der Diagonalen annähernd gleich sind. Die Höhe des Endpfostens wurde so gewählt, daß sie etwa mit der Oberkante des Geländers des Reichsbahnviaduktes übereinstimmt (vgl. Modellaufnahme Abb. 5). In der Schrägsicht, also etwa von Bord eines Schiffes, zeigt sich das in Abb. 6 dargestellte Bild, (Abb. 6 bis 8 sind nach einem Modell im Maßstabe 1 : 40 hergestellt, welches auf der Deutschen Bauausstellung in Berlin ausgestellt war.) Die Querrahmen, für die ursprünglich Vierendeelträger vorgesehen waren, die aber in der Schrägsicht von unten sehr schwer wirkten, sind als geometrische Wiederholung der Mittelfelder des Hauptträgers gedacht.

Abb. 6. Schrägsicht von unten.

Um in der Queransicht, d. h. längs der Straßenachse gesehen, den Durchblick so klar wie möglich zu gestalten, sind Schrägstäbe im oberen Windverband vermieden worden. Dieser wurde daher als doppelter Vierendeelträger mit einem mittleren Längsriegel ausgebildet. Dieser Verband hat, da der halbe Hauptträgerabstand mit 12,65 m fast gleich der doppelten Feldweite, also dem Rahmenabstand von 12 m ist, nahezu quadratische Felder. Diese wuchtigen Quadrate und der vollkommen freie Durchblick dürften für den Beschauer eines gewissen ästhetischen Reizes nicht entbehren. Abb. 7 zeigt den oberen Windverband, auch sind die Saumwinkel der Obergurtprofile (vgl. spätere Querschnittsskizzen, Abb. 18 u. 20) gut zu erkennen. Die Überschneidungen der Querrahmen treten jedoch in Wirklichkeit nicht so stark in Erscheinung, da der für die Aufnahme gewählte Blickpunkt lediglich etwa dem Blick vom Bahnkörper der Stadtbahn aus entspricht.

In Abb. 8 endlich wird der Durchblick durch die Brücke gezeigt. Die Linienführung der Querrahmen ergab sich fast zwangsläufig aus der des Endrahmens und diese wiederum zwangsläufig aus der Höhenfestlegung des Obergurtpunktes 0 (= Geländeroberkante der Stadtbahn) und der Durchfahrtshöhe von 4,50 m für Omnibusse an der äußeren Bordkante. Die Obergurte der Querrahmen verlaufen nach derselben leicht geschwungenen Linie wie die obere Begrenzung des Endrahmenriegels. Die Systemhöhe der Querrahmen beträgt 3 m in der Mitte. Der Hauptträger hat in Brückenmitte eine Systemhöhe von 3,50 m. Bei diesen Abmessungen ließ sich die Bedingung erfüllen, daß der Untergurt des mittelsten Querrahmens nach einer Parabel verläuft und die Höhen im Punkt 1 und 2 konstant und gleich derjenigen im Punkt 3 sind. Die Höhen der Querrahmen im Punkt 4 und $\bar{4}$ sind ebenfalls konstant, doch ist hier der erste Untergurtstab entsprechend der Zunahme der Systemhöhe des Hauptträgers etwas steiler. Bei den Querrahmen in Punkt 2 und $\bar{2}$ mußte die Höhe im Punkt 1 ein wenig vergrößert werden, um einen zu starken Knick zu vermeiden. Wie Abb. 8 zeigt (vgl. am besten die rechte Seite), dürfte das Ziel einer harmonischen Abwicklung der Untergurte der Querrahmen, zu denen die scharfe Krümmung der unteren Begrenzung des Endrahmenriegels gewissermaßen die Hüllkurve bildet, erreicht sein.

Abb. 7. Ansicht längs der Straßenachse.

Abb. 8. Durchblick durch die Brücke.

III. Rechnungsannahmen für die Festigkeitsberechnung.

Obwohl die Festigkeitsberechnung in statischer Beziehung an sich keinerlei Neuigkeiten bietet, dürften doch mit Rücksicht auf die kleinen Besonderheiten gegenüber einer normalen Bogenbrücke einige Angaben über die Rechnungsannahmen und Ergebnisse von Interesse sein.

1. Belastungsannahmen.

a) Ständige Last. Das ungeachtet der Ausführung mit Asphaltdecke (Abb. 9a) der Rechnung zugrunde gelegte Gewicht (Abb. 9b) beträgt bei Annahme von 10 cm hohem Kleinpflaster, 9 mm starken Buckelplatten (3,3 m²) und deren Ausfüllung mit Bimsbeton ($\gamma = 1600$ kg/m²): $g_1 = 950$ kg/m². Bei Verwendung von gewöhnlichem Beton an Stelle des Bimsbetons hätte sich $g_1 = 1040$ kg/m², also 90 kg/m² (= rd. 10 %) mehr ergeben. Das Gewicht des Straßenbahnkörpers (Abb. 10) beträgt bei Wahl einer

13 cm hohen Brückenschiene und sonst gleichen Annahmen einschließlich eines Zuschlages von rd. 70 kg/m² für die seitlichen Schutzinseln: $g_2 = 1100$ kg/m². Bei Verwendung von gewöhnlichem Beton hätten sich wiederum 90 kg/m² mehr ergeben. Eine Überschlagsberechnung ergab, daß innerhalb gewisser Grenzen eine Erhöhung der ständigen Last der Fahrbahn um 10 kg/m² ein Mehrgewicht an Stahlkonstruktion von 4,8 t zur Folge hat. Durch die Wahl von Bimsbeton für die Ausfüllung der Buckelplatten wurden also rd. 45 t Stahl erspart.

Abb. 9a u. 9b. Ausbildung des Fahrdammes.

b) Verkehrslast. Außer der 23 t-Walze von bekannten Abmessungen wurde ein Lastkraftwagen von 12 t Gesamtgewicht zugrunde gelegt, dessen Belastungsfläche 7,00 · 2,50 m beträgt. Auf die Vorderachse entfallen 4 t, auf die Hinterachse 8 t. Der Radstand beträgt 4 m, die Ersatzlast 0,688 = rd. 0,7 t/m². Das die Fahrzeuge umgebende Menschengedränge, das als Ersatz für rollende Lasten dient, wurde ungünstig mit

$$p = 700 \text{ kg/m}^2 \text{ (für die Fahrbahnteile)}$$
$$\text{und } p = 600 \text{ kg/m}^2 \text{ (für die Hauptträger)}$$

angenommen. Die Stoßziffern sind Din 1073 entnommen, jedoch wurde eine Herabsetzung, wie sie dort bei mehr als zweispurigen Brücken zugelassen wird, nicht vorgenommen. Schrägstellungen der Fahrzeuge wurden nicht angenommen, ein Hintereinanderfahren nur bei den Straßenbahnzügen. Der Lastenzug der Straßenbahn ist in Abb. 11 dargestellt.

Abb. 11. Lastenzug der Straßenbahn.

Das Gesamtgewicht eines Triebwagens beträgt $4 \cdot 4{,}9 = 19{,}6$ t. Die Verkehrslast auf den Fußwegen beträgt $p = 500$ kg/m². Das Gewicht der zahlreichen Leitungen, die über die Brücke geführt werden müssen (Leitungen von Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerken sowie des Telegraphenbauamtes, der Feuerwehr usw.) und die ausschließlich unter den Fußwegkonsolen verlegt werden sollen, beträgt auf jeder Seite durchschnittlich 2 t/m Brücke.

2. Zulässige Spannungen.

Da das Bauwerk bis auf die Buckelplattenträger und Fußwegkonsolen vollkommen in St 52 ausgeführt wird und dieser Stahl zur Zeit der Entwurfsaufstellung noch nicht die heutige Verbreitung und Anerkennung gefunden hatte, außerdem auf Grund der bisherigen Erfahrungen bei solchen großstädtischen Brücken infolge der Häufung der Fahrzeuge schwerster Bauart unbedingt mit einer Erhöhung der rechnungsmäßigen Ersatzlast gerechnet werden mußte, und nicht zuletzt mit Rücksicht auf die zahlreichen und gerade bei Straßenbrücken noch lange nicht restlos durchschauten, somit unkontrollierbaren dynamischen Wirkungen erschien bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen eine erhöhte Vorsicht geboten. Daher wurden die bekannten Werte der Dinormen unter Anpassung an den Einfluß der Verkehrslast für die einzelnen Bauteile durchschnittlich um etwa 10 % gekürzt. Die zulässigen Spannungen betragen demnach für St 37: für die Fußwege und Buckelplattenträger

$$\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

desgleichen bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte

$$\sigma_{zul} = 1600 \cdot \frac{1200}{1400} = 1370 \text{ kg/cm}^2;$$

für St 52: für die Fahrbahnträger einschließlich des unteren Riegels des Endrahmens

$$\sigma_{zul} = 1800 \text{ kg/cm}^2,$$

desgleichen bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte

$$\sigma_{zul} = 2400 \cdot \frac{1800}{2100} = 2060 \text{ kg/cm}^2;$$

für die Hauptträger sowie für die oberen Querrahmen und den oberen Riegel des Endrahmens

$$\sigma_{zul} = 1950 \text{ kg/cm}^2,$$

desgleichen bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte

$$\sigma_{zul} = 2400 \cdot \frac{1950}{2100} = 2230 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das Zugband wurde auf Grund der bei bestehenden Bauten gemachten Erfahrungen eine Spannung von nur

$$\sigma_{zul} = 0{,}85 \cdot 1950 = 1650 \text{ kg/cm}^2$$

als zulässig erachtet. Für die Windverbände ist analog der Din-Vorschrift

$$\sigma_{zul} = 1{,}50 \cdot 1200 = 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

Dieser Wert gilt jedoch praktisch nur für den oberen Längsriegel, während für den Fahrbahnwindverband, der eigentlich mehr ein Montageverband

Abb. 10. Ausbildung des Straßenbahnkörpers.

ist und wegen der steifen Fahrbahntafel nur einen geringen Teil der errechneten Kräfte erhält, eine Spannung von $\sigma = 2100$ kg/cm² zugelassen wurde. Die zulässige Scherbeanspruchung beträgt wie in den Dinormen $\tau_{zul} = 0{,}8 \cdot \sigma_{zul}$ und der zulässige Lochleibungsdruck

$$\sigma_{l\,zul} = 2{,}0 \cdot \sigma_{zul} \text{ (bei St 52)}$$
$$\text{bzw. } \sigma_{l\,zul} = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul} \text{ (bei St 37).}$$

Die zulässige Durchbiegung wurde entgegen Din 1073 zu $\delta = \frac{1}{800}\, l$ festgesetzt.

3. Umfang der Festigkeitsberechnung.

Auf eines möge hier noch hingewiesen werden: Ist man einerseits gezwungen, die auftretenden Belastungen und zulässigen Spannungen aus den angegebenen Gründen verhältnismäßig ungünstig zu wählen, so ist dann aber im Interesse der Wirtschaftlichkeit die Rechnung unbedingt so durchzuführen, daß ein Minimum an Stahlverbrauch erzielt wird. Dies ist bei Bauwerken, die eine umfangreichere Rechenarbeit erfordern, erfahrungsgemäß nur dann möglich, wenn eine vollständige Festigkeitsberechnung von seiten des Bauherrn durchgeführt wird. Im vorliegenden Falle war es zu begrüßen, daß die Zeit für eine wirtschaftliche Durcharbeitung zur Verfügung stand, da die Ausführung des Baues mit Rücksicht auf die vorhergehenden Arbeiten an Untergrundbahntunnel und Fundamenten erst als letzter Abschnitt des Gesamtbauvorhabens in Angriff genommen werden konnte. Daher konnten u. a. für alle statisch unbestimmten Bauteile (Hauptträger, Querträger, Endrahmen) zwei Rechnungsgänge durchgeführt werden, von denen im folgenden nur die Ergebnisse des endgültigen Rechnungsganges besprochen werden.

IV. Ergebnisse der Festigkeitsberechnung.

Zu der Berechnung der Längsträger ist lediglich zu sagen, daß an den Querträgern durchgehende Zuglaschen vorgesehen worden sind, die eine Herabsetzung des Biegungsmomentes um 20 % gestatten. Gewählt wurden I 38.

1. Querträger der Fahrbahn.

Die Querträger sind außer an den seitlichen Hängestangen, wo das Zugband des Hauptträgers durch eine Öffnung frei beweglich hindurchgesteckt ist, auch an den mittleren Hängestangen (Abb. 4a u. b) kontinuierlich durchgeführt (breite Zuglaschen greifen durch die Hauptlängsträger hindurch), sind also als Balken auf zwei relativ starren seitlichen Stützen und einer elastisch senkbaren Mittelstütze anzusehen. Dabei ist die Senkbarkeit der Mittelstütze bei den Zwischenquerträgern größer als bei den Hauptquerträgern, da bei ihnen zu der Durchbiegung des oberen Querrahmens noch die Durchbiegung des Hauptlängsträgers hinzukommt. Die Größe des mittleren Auflagerdruckes ergibt sich aus der Gleichung $1 \cdot \delta_a = P_m \cdot \delta_{ma} - X_a \cdot \delta_{aa}$ in bekannter Weise zu

$$X_a = \frac{P_m \cdot \delta_{ma}}{\delta_a' + \delta_{aa}} \text{ (für Hauptquerträger),}$$

$$X_a = \frac{P_m \cdot \delta_{ma}}{\delta_a' + \delta_a'' + \delta_{aa}} \text{ (für Zwischenquerträger), wo}$$

$\delta_a = \delta_a' \cdot X_a$ = Durchbiegung des oberen Querrahmens infolge der Last X_a, d. h. wirkliche Auflagersenkung des Querträgers,
δ_a' = Senkung des Querträgers infolge einer Last $X_a = -1$,
δ_a'' = Senkung des Hauptlängsträgers infolge einer Last $X_a = -1$,
δ_{ma} = Durchbiegung der Querträgerpunkte infolge einer Last $X_a = -1$ (Biegungslinie für den Zustand $X_a = -1$),
δ_{aa} = Durchbiegung des Aufhängepunktes infolge einer Last $X_a = -1$ (Maximalordinate der Biegungslinie).

Die Durchführung der Rechnung ergab mit $\delta_a' = 0{,}0103$ cm und einem Trägheitsmoment von $J = 800\,000$ cm⁴ für den Hauptträger den Wert

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{0{,}0103 + 0{,}1961} = 4{,}845\,\delta_{ma} \text{ (in cm)}$$

und für den Zwischenträger mit $\delta_a'' = 0{,}0028$ cm — einem Wert, der überschläglich ermittelt werden konnte —

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{0{,}0103 + 0{,}0028 + 0{,}1961} = 4{,}780\,\delta_{ma} \text{ (in cm)}.$$

Die größten Stützenmomente treten also beim H.Q.T. (Hauptquerträger), die größten Feldmomente beim Z.Q.T. (Zwischenquerträger) auf, die Unterschiede betragen bei Verkehrslast im Mittel etwa 10 %.

Streng genommen ist der Wert δ_a zu trennen in

$$\delta_a = \delta_{a1} + \delta_{a2}, \text{ wo}$$

δ_{a1} = Senkung infolge des Auflagerdruckes des Q.T.,
δ_{a2} = Senkung infolge des Auflagerdruckes des H.L.T.

Dann ist zu setzen

$$\delta_{a1} = \delta_a' \cdot X_a,$$
$$\delta_{a2} = \delta_a' \cdot X_b \text{ (für Eigengewicht } X_b = X_a).$$

Die Verfolgung dieser Einflüsse ergab jedoch nur einen Unterschied von 3 % gegenüber den obigen Annahmen, und für den H.Q.T. wurde $X_a = 4{,}70\,\delta_{ma}$ (in cm), was eine Spannungserhöhung im Feld von $\sigma_{max} = 80$ kg/cm² zur Folge hatte.

Als Belastungsfälle für Verkehrslast sind folgende Fälle durch die ganze Rechnung hindurch zu verfolgen:

Belastungsfall 1 (Abb. 12) — einseitige Belastung — dient zur Berechnung des größten Auflagerdruckes A an den seitlichen Hängestangen, sowie der Feldmomente des Q.T. in der Nähe des Auflagers A. Für p_1' wurden durchweg 700 kg/m² angenommen, für p_3 dagegen nur 500 kg/m².

Belastungsfall 2 (Abb. 13) — symmetrische Belastung — dient zur Berechnung des größten Wertes X_a an den mittleren Hängestangen, sowie des Stützenmomentes des Q.T. Da genauere Vorschriften für die Belastungen einseitig benutzter Fahrdämme bislang nicht bestehen, wurde nur ein 12 t-Wagen außer der Walze angenommen, da die Begegnung von zwei 23 t-Walzen zugleich mit den anderen Lasten an ein und derselben Stelle kaum denkbar ist. Für p_1 wurden durchweg 700 kg/m² einschließlich Stoßzahl angenommen. Zu bemerken ist noch, daß in Abb. 13 die oberen Wagenlasten in der Fahrtrichtung umgekehrt gedacht sind, was an der Belastung nichts ändert. Man erhält $\varphi \cdot X_{ap} = 116{,}5$ t (für H.Q.T.).

Belastungsfall 3 — einseitige Belastung — dient zur Berechnung der größten Feldmomente des Q.T. und ist ähnlich dem Belastungsfall 1, nur steht jetzt die Walze in der Mitte zwischen zwei Lastkraftwagen, von denen der eine an die innere Bordkante herangerückt ist.

Belastungsfall 4 stellt die Konsolbelastung dar.

Nach Auswertung der X_a-Linie und Ermittlung der Momente $M_m = M_{om} - M_a \cdot X_a$ wurden die Grenzwerte max M und min M aufgetragen. Hierzu ist nur noch zu bemerken, daß bei einseitiger Belastung des Z.Q.T. der Stützendruck X_a nur auf eine Wandung des doppelwandigen H.L.T. übertragen werden kann. Da dieser an der Hängestange durch Bolzen gelenkig angeschlossen ist, muß jetzt der H.L.T. als auf dem H.Q.T.

Abb. 14. Momente der Querträger.

gelagert aufgefaßt werden. Letzterer erhält hierdurch Zusatzmomente. Abb. 14 stellt die maßgebenden Momente der Querträger dar. Die ausgezogene Linie stellt die Momente des H.Q.T. einschließlich der Zusatzmomente (die punktierte Linie ohne die Zusatzmomente), die strichpunktierte Linie stellt die Momente des Z.Q.T. dar. Maßgebend bleiben also nur noch die Momente des H.Q.T. Die Höhe des Querträgers wurde zu 1000 mm unter dem Straßenbahnkörper gewählt. Unter der Fahrbahn verringert sie sich dem Quergefälle der Fahrbahn (1 : 200) entsprechend auf 960 mm.

Die rechnerische Durchbiegung der Querträger infolge Verkehrslast beträgt

$$\delta_p = 1{,}11 \text{ cm } \left(= \frac{1}{1140}\,l\right).$$

Die rechnerische Hebung des Endpunktes der Konsole durch die Fahrbahnbelastung beträgt bei denkbar ungünstigen Annahmen (Unabhängigkeit von den Nachbarkonsolen usw.) nahezu 1 cm, wird aber unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Längsträger, des H.L.T., sowie insbesondere des Fußwegträgers 2 (Blechträger von rund 0,95 m Höhe) praktisch zu etwa 2 bis 3 mm geschätzt.

Abb. 12. Belastungsfall 1.

Abb. 13. Belastungsfall 2.

2. Hauptlängsträger der Fahrbahn.

Der Hauptlängsträger ist zugleich Abfangeträger für den Fall des Außerkrafttretens einer Hängestange (vgl. Abschnitt II, 2) und ist als doppelwandiger Blechträger mit 1,44 m Stehblechhöhe ausgebildet, der um rund 15 cm aus der Fahrbahn herausragt. Genau genommen hätten diese Träger als Balken auf sieben elastisch senkbaren Stützen berechnet werden müssen. Mit Rücksicht auf den schwer zu erfassenden Einfluß dieser Senkungen wurde jedoch eine einfachere Berechnung als Balken auf starren Stützen vorgezogen, welche im Zusammenhang mit dem Nachweis als Abfangeträger dem Wesen der Sache vollauf gerecht wird. In Abb. 15 sind die untersuchten Fälle dargestellt.

Abb. 15. Rechnungsfälle des Hauptlängsträgers.

Für den Fall des Abfangeträgers konnten dabei weitere Vereinfachungen angenommen werden (Balken auf drei bzw. vier Stützen). Bei Verkehrslast tritt nur eine Einzellast in Verkehrsmitte auf. Maßgebend ist der Belastungsfall 2 (Abb. 13), der jedoch nur die Höchstbelastung des Feldes, in dem die Fahrzeuge stehen, darstellt. Für die Nachbarfelder ergibt sich eine geringere Belastung, da hier außer den Straßenbahnwagen nur die gleichmäßige Ersatzlast von $p = 700$ kg/m² anzunehmen ist, was den Wert X_{ap} von 114,9 t für den Z.Q.T. im Belastungsfall 2 auf 90,6 t herabmindert. Man erhielt also sehr einfache Belastungsfälle, und zwar Lastgruppen von einer Last max P und zwei Lasten P in Feldmitte an den jeweils ungünstigsten Stellen, je nachdem min M_B, min M_C, max M_{A-B} oder max M_{B-C} bestimmt werden sollte. Als ungleichmäßige Temperaturänderung wurde ein Wert $\Delta t = t_o - t_u = 10°$ C angenommen, was genügen dürfte, da der H.L.T. oben durch eine Asphaltschicht vor unmittel-

barer Sonnenbestrahlung geschützt ist. Ferner wurde mit gegenseitigen Stützenverschiebungen aus Montageungenauigkeiten gerechnet.

Die für den Fall des Abfangeträgers ermittelten Biegungsmomente wurden, da hier eine Spannung von $\sigma = 3600$ kg/m², also der Streckgrenze von St 52 zugelassen werden konnte, auf $\sigma = 1800$ kg/cm² reduziert und gemeinsam mit den für den Normalfall ermittelten Werten aufgetragen. Hierbei ergab sich die in Abb. 16 dargestellte Kurve für die Grenzwerte der Momente. Die Zahlen geben an, welcher Fall der Abb. 15 (N = Normalfall) an den betreffenden Stellen maßgebend war. Man sieht auch aus der Kurve, daß für die Ausbildung als Abfangeträger schätzungsweise 30 % des Gesamtgewichtes des H.L.T., das 97 t beträgt, also nur rd. 30 t aufgewendet zu werden brauchten. Bei der Bemessung waren selbstverständlich wegen der erheblichen Querkräfte (vgl. Abb. 15) die Schubspannungen zu berücksichtigen.

Abb. 16. Maßgebende Momente des Hauptlängsträgers.

Die Durchbiegung infolge Verkehrslast beträgt im Normalfalle im Mittel- und Endfeld etwa

$$\delta_p = 0{,}37 \text{ cm } \left(= \frac{1}{3200}\, l\right),$$

im Falle des Abfangeträgers $\left(\text{wo } \frac{1}{600}\, l \text{ zugelassen wurde}\right)$

$$\delta_p = 2{,}91 \text{ cm}, \; = \frac{1}{825}\, l \text{ für die Mittelfelder}$$

$$\text{bzw. } \delta_p = 3{,}65 \text{ cm}, \; = \frac{1}{655}\, l \text{ für die Endfelder.}$$

3. Oberer Windverband und obere Querrahmen.

Der untere Windverband, dessen Anordnung aus der Übersichtszeichnung (Abb. 4b) ersichtlich ist, dient — wie erwähnt — hauptsächlich als Montageverband. Der obere Verband (vgl. Teil II, 3), der einen doppelten Vierendeelträger darstellt, wurde nach dem Näherungsverfahren von Vieser[4]) unter folgenden vereinfachten Annahmen berechnet:

1. Der Träger ist eben. Als Feldweiten wurden die abgewickelten Maße eingesetzt.
2. Als Systemhöhe wurde einmal die ganze Höhe ($h = 25{,}30$ m) angenommen (der mittlere Längsriegel ist also als nicht vorhanden gedacht, was ungünstige Werte für die Pfostenmomente in der Nähe der Hauptträger liefert), sodann bei halben Windlasten die halbe Höhe ($h = 12{,}65$ m), was ungünstige Werte für die Pfostenmomente in der Nähe des mittleren Längsriegels und für die Gurtmomente des mittleren Längsriegels selbst liefert.
3. Es wurden drei verschiedene, jedoch für sich konstante Trägheitsmomente eingeführt.
4. Der Lastangriff wurde nur in den Knotenpunkten angenommen.
5. Die Wirkung der Normalkräfte wurde vernachlässigt.

Diese hinsichtlich des Punktes 2 zunächst fast primitiv wirkende Rechnungsart genügte im vorliegenden Falle vollkommen, da sie ungünstige Ergebnisse liefert, die bei einer statisch einwandfreieren Berechnung bestimmt unterschritten würden. Doch ist der etwaige Überschuß an Querschnitten nahezu belanglos, da bis auf den mittleren Längsriegel die Querschnittsgestaltung in weitaus größerem Maße von den Normalkräften im Obergurt der Querrahmen und des Hauptträgers, wenn nicht überhaupt von konstruktiven Gesichtspunkten abhängig ist, so daß durch eine eingehende Untersuchung kaum eine Baustofferspamis zu erzielen gewesen wäre. Abb. 17 zeigt die Verteilung der Momente, Normal- und Querkräfte, auf einen halben Teil des Verbandes für Wind von 250 kg/m². Für den mittelsten Pfosten, der nur bei ungleicher Belastung beider Trägerhälften beansprucht wird, wurden dabei die halben Werte der im Pfosten des Querrahmens in Punkt 4 auftretenden Momente in Rechnung gestellt.

Für die Obergurte der oberen Querrahmen wurden Querschnitte nach Abb. 18 verwendet. Die oberen Saumwinkel wurden zur konstruktiven

Abb. 17. Momente, Normal- und Querkräfte des oberen Rahmenverbandes.

Abb. 18. Obergurt der oberen Querrahmen.

Durchbildung der Rahmenecken des oberen Verbandes benötigt (vgl. auch Abb. 7). Sie müssen ebenso wie die oberen Gurtwinkel bei den Rahmen in Punkt 2 und 4 auf die ganze Länge aus- bzw. eingewinkelt werden. Die größte Stabkraft im Stab 0_{III} beträgt 999 t, im Falle des Abfangeträgers (Rahmen in Punkt 4): 1460 t. Der Rahmen in Punkt 6 konnte der geringen Belastung entsprechend etwas schwächer bemessen werden. Wegen der ungünstigen Annahmen bei der Ermittlung der Windmomente und der geringen Höhe des Querschnittes wurde für das Widerstandsmoment W_{yn} der volle Querschnitt in Rechnung gestellt. Der Spannungsnachweis wurde an mehreren Stellen mit dem jeweils auftretenden Moment geführt (Abb. 17). Die Knickzahl ω wurde dabei auf das mittlere Drittel des Stabes konstant und auf die seitlichen Stabdrittel nach einer Geraden von max ω auf 1 abfallend angenommen, eine Annahme, die bei der Bemessung derartig beanspruchter Stäbe häufig gemacht wird. Meistens konnte eine gute Ausnutzung der Spannung erreicht werden (mit Wind $\sigma_{zul} = 2230$ kg/cm²). Für die Rahmen in Punkt 2 und $\bar{2}$ war mit Ausnahme von 0_{III} der Fall „Unbelastete Brücke", für die Rahmen in Punkt 4 und $\bar{4}$ mit Ausnahme von 0_I der Fall „Belastete Brücke" und für den Rahmen in Punkt 6 ausschließlich der Fall „Belastete Brücke" maßgebend.

Für den mittleren Längsriegel wurden ganz ähnliche Querschnitte gewählt, deren Höhe aus ästhetischen Gründen mit rd. 63 cm als Mittelwert zwischen der Höhe der Obergurte der Querrahmen und des Hauptträgers gewählt wurde.

Die mittleren Hängestangen in Punkt 2 und 4 haben im Normalfalle eine ständige Last von 250 t aufzunehmen. In Punkt 6 ergaben sich infolge der bei der Berechnung des H.L.T. gemachten Annahmen nur 198 t. Für Verkehrslast war der Belastungsfall 2 maßgebend. Unter Beachtung der Fahrtrichtungen ist jetzt einfach Abb. 13 für die Einzellasten auf die benachbarten Felder ausgedehnt zu denken, die außer durch Straßenbahnwagen nur duch die Ersatzlast von 700 kg/m² zu belasten sind. Daraus ergibt sich eine ganz ähnliche Belastung des H.L.T. wie die zur Ermittlung des Momentes min M_B benötigte (vgl. Abb. 14). Während dort max P im Feld A—B und P im Feld B—C stehen (vgl. Abb. 15 sowie die Ausführungen in Teil IV, 2, Abs. 2), muß jetzt max P über B, eine Last P' in den Öffnungen A—B und B—C, sowie die Last P in der Öffnung D—E stehen. max P hat nach Teil IV, 1 den Wert 116,5 t, für P' ist nach Teil IV, 2 der Wert 90,6 t zu setzen, P stellt aber einen kleineren Wert als P' dar (69,8 t), da die Lasten max P und P gleichzeitig wohl in 12 m Abstand auftreten können (wie bei der Berechnung des H.L.T.), nicht aber in 6 m Abstand, da hier ein Teil der Fläche infolge Inanspruchnahme durch die Wagenprofile nicht mit der Ersatzlast besetzt werden kann. Der Auflagerdruck max B ergibt sich mit diesen Lasten zu 210 t, der Auflagerdruck max C zu 200 t, so daß die Gesamtzugkraft der mittleren Hängestange in Punkt 2 und 4 $= 230 + 210 = 440$ t und in Punkt 6 $= 198 + 200 = 398$ t beträgt. Im Falle des Abfangeträgers entsteht im Punkt 4 max $Z' = 407 + 226 = 633$ t. Gewählt wurden Rundstahlstangen mit 18,1 cm Kerndurchmesser (20 cm Außendurchmesser), die eine Spannung von 1710 kg/cm² aufweisen.

[4]) Dipl.-Ing. Dr. W. F. Vieser, Statische Berechnung der Vierendeelträger, Bautechn. 1927, Heft 18.

Der Nachweis für das Auge der Hängestange erfolgte nach Bleich bzw. nach den Angaben von Bake, der das Auge als geschlossenen Ring auffaßt. Die Biegungsspannung am Innenrande (Punkt 1 der Abb. 4b) beträgt $\sigma = 1635$ kg/m², d. h. das 3,34fache der Spannung im unteren Teil der Hülse (Rechteck-Querschnitt 30 · 30 cm), liegt also weit unter dem zulässigen Werte der Elastizitätsgrenze, die für Stahlguß ungefähr zu $\frac{2800}{1,3} = 2150$ kg/cm² angenommen werden kann.

4. Hauptträger und Endrahmen.

Die Ermittlung des Horizontalschubes geschah in der üblichen Weise nach der Methode der w-Gewichte von Müller-Breslau. Für den ersten Rechnungsgang wurden dabei die Formänderungen der Füllungsstäbe vernachlässigt und die Querschnittsverhältnisse $\frac{F_c}{F_{om}}$ bzw. $\frac{F_c}{F_{um+1}}$ auf Grund einer Vorberechnung wie folgt angenommen:

$$\frac{F_c}{F_{o1}} = \frac{F_c}{F_{o2}} = 1,65; \quad \frac{F_c}{F_{o3}} = \frac{F_c}{F_{o4}} = 1,15; \quad \frac{F_c}{F_{o5}} = \frac{F_c}{F_{o6}} = 1,00;$$

$$\frac{F_c}{F_{u1}} = \frac{F_c}{F_{u2}} = 1,15; \quad \frac{F_c}{F_{u3}} = \frac{F_c}{F_{u4}} = 2,05; \quad \frac{F_c}{F_{u5}} = \frac{F_c}{F_{u6}} = 3,00.$$

Das Verhältnis $\frac{F_c}{F_z}$ wurde unter Berücksichtigung der geringen Ausnutzung des Zugbandquerschnitts zu $\frac{F_c}{F_z} = 1,10$ angenommen. Mit diesen Angaben ergab sich eine Mittelordinate der H-Linie von $\eta_6 = 0,941$. Die spätere Nachrechnung des Systems mit den wirklichen Querschnitten und mit Berücksichtigung der Füllungsstäbe ergab $\eta_6 = 0,987$.

Die Spannkräfte infolge Eigengewicht wurden an sich rechnerisch ermittelt; jedoch wurden fast alle Einflußlinien unter rechnerischer Bestimmung aller Ordinaten zur Kontrolle auch für ständige Last ausgewertet. Hierbei möge erwähnt werden, daß sich beim Ablesen der Ordinaten in Fällen, wo die positive Beitragsfläche der negativen nahezu gleichkommt, selbst bei genauester zeichnerischer Auftragung sehr große Fehlerwerte ergeben können, welche bei den Füllungsstäben, bei denen der Multiplikator meist 0,2 bis 2,5 beträgt, bis zu 10%, bei den Gurtstäben, insbesondere beim Untergurt, bei denen der Multiplikator meist 2 bis 5 beträgt, jedoch bis zu 100% betragen können.

Zur Bestimmung der Knotenpunktlasten wurde das Gesamteigengewicht der Fahrbahntafel einschließlich Buckelplatten zu rd. 2280 t und das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion außer Lager und Buckelplatten zu rd. 1610 t ermittelt. Das ergab ein Gewicht von 26,1 t je m Hauptträger. Infolge der oberen Querrahmen ergeben sich an den Punkten 2, 4, 6 höhere Knotenpunktlasten als in den Punkten 1, 3, 5. Die Verfolgung der entsprechenden Auflagerreaktionen lieferte die Werte:

$g \cdot \lambda = 95$ t für den Zwischenknotenpunkt,
$g \cdot \lambda = 216$ t für den Hauptknotenpunkt.

Von den 95 t greifen 13,5 t an der oberen Gurtung und 81,5 t an der unteren Gurtung an, von den 216 t greifen 135,5 t an der oberen und 80,5 t an der unteren Gurtung an.

Als Knotenpunktlasten infolge Verkehrslast ergaben sich zunächst infolge der durchgehenden Ersatzlast von 600 kg/m² (Angaben einschließlich Stoßzahl):

43 t in jedem Zwischenknotenpunkt,
105 t in jedem Hauptknotenpunkt.

Dazu sind infolge der Streckenlasten, d. h. infolge des Mehrgewichtes der 23 t-Walze und des 12 t-Wagens sowie der Straßenbahnwagen, wie die genaue Verfolgung der Reaktionen der Querträger (maßgebend ist Belastungsfall 1, vgl. Abb. 12) zeigt, folgende zwei Lastgruppen möglich:

1. 11,8 t in den Knotenpunkten mit ungerader Ordnungszahl (Zwischenknotenpunkten) und 8,5 t im Nachbarknotenpunkt; die Summe beträgt 28,8 t.
2. 22,3 t in den Knotenpunkten mit gerader Ordnungszahl (Hauptknotenpunkten m) und 2,2 t im Nachbarknotenpunkt $(m+1)$, ferner 1,1 t in den Knotenpunkten $(m+2)$; die Summe beträgt 28,9 = rd. 28,8 t (wie vor).

Von diesen Lastgruppen war bei der Auswertung der Einflußlinien jeweils die ungünstigere einzuführen. Bei der Auswertung der Einflußlinien für die Pfosten ist außerdem zwischen Lasten oben und Lasten unten zu unterscheiden. Die 43 t können lediglich an der unteren Gurtung angreifen, von den 105 t greifen 62 t an der oberen und 43 t an der unteren Gurtung an. An die Stelle der obigen Lastgruppe 1 und 2 treten dann die nachstehend dargestellten Lastgruppen (Abb. 19a u. b). Aus den Reaktionen für Belastungsfall 1 der Querträger wurden auch die Zugkräfte in den seitlichen Hängestangen ermittelt. Hierbei ergaben sich für die Hauptknotenpunkte naturgemäß höhere Werte, da hier eine Seitenkraft infolge des Knickes des Zugbandes, das nur über zwei Felder geradlinig durchläuft, entsteht. Ermittelt wurden

für Punkt 1, 3, 5 $Z = 137$ t
„ „ 2 . . $Z = 141$ t
„ „ 4 . . $Z = 155$ t
„ „ 6 $\max Z = 158$ t.

Gewählt wurden Rundstahlstangen mit 14,3 cm Kerndurchmesser und 16 cm Außendurchmesser. Die Spannung beträgt nur 980 kg/cm² (zulässig 1800 kg/cm²). Die Stangenquerschnitte sind also reichlich gewählt, was mit Rücksicht auf das bessere Aussehen der mittleren Hängestangen angebracht erschien.

Nachstehend seien noch die oberen und unteren Grenzwerte der mit den angegebenen Lasten sich ergebenden Spannkräfte angegeben:

$\min O_{VI} = -1987$ t	$\min O_I = -347$ t
$\min U_{VI} = -268$ t	$\min U_I = -2025$ t
$\max D_4 = +599$ t	$\max D_5 = +396$ t
$\min D_6 = -37$ t	$\max V_5 = +111$ t
$\min V_2 = -444$ t	$\min V_6 = -108$ t
$\max S$ (Zugband) $= +1741$ t.	

Von diesen Werten entfallen 60 bis 65% auf die ständige Last. Eine Ausführung als Dreigelenkbogen für einen Teil der ständigen Last (Montagegelenk im Scheitel des Untergurtes während der Wirkung des Stahlgewichtes) ergab zwar eine bessere Ausnutzung der mittleren Untergurtstäbe und eine sehr erwünschte Herabminderung der ohnehin wegen der Biegungsmomente sehr hohen Beanspruchungen des Obergurtes, mußte aber wegen des konstruktiv schwierigen Anschlusses des mittelsten Querrahmens im statisch bestimmten System (also ohne den Stab O_{VI}) fallen gelassen werden. Auch wäre dabei nicht die sonst zu erreichende Gewichtsersparnis (vgl. u. a. Norderelbebrücke in Hamburg) erzielt worden, da das Gewicht des Zugbandes wegen der hier vorgenommenen Spannungsherabsetzung um 15% (vgl. Teil III, 2) infolge des höheren Horizontalschubes stärker zunimmt, als das Gewicht des Fachwerkbogens abnimmt.

a) Lasten oben: Sa. 12,6 t — Lasten unten: Sa. 16,2 t
b) Lasten oben: Sa. 12,7 t (≅ 12,6) — Lasten unten: Sa. 16,2 t

Abb. 19a u. 19b. Zusätzliche Lastgruppen zur Auswertung der Einflußlinien.

Abb. 20. Obergurt des Hauptträgers.

Die Querschnittsgestaltung des Obergurtes ist derjenigen beim Querrahmen ganz ähnlich. Abb. 20 stellt den Größtquerschnitt O_{VI} dar. Der Spannungsnachweis wurde auch hier mit einer Abstufung der ω-Werte geführt. Da die Gurtkraft auf der Knicklänge von rd. 12 m sprungweise veränderlich ist, wurde der Wert ω nach Bleich[5]) für eine reduzierte Knicklänge bestimmt. Als Widerstandsmoment W_{yn} wurde hier wegen der Höhe des Querschnittes nur der über der Stehblechmitte liegende Teil in Rechnung gestellt. Die Abweichungen der Schwerlinie des Obergurtes von der mittleren Schwerachse sind durchweg kleiner als 1 cm und betragen bei den am meisten durch Normalkräfte ausgenutzten Stäben O_V und O_{VI} nur 0,35 cm. Trotzdem war eine gute Spannungsausnutzung möglich. Für die Untergurtstäbe U_1 und U_2 mußten H-Querschnitte verwendet werden, da ein Anschluß der Bindebleche nicht mehr möglich war. Für das Zugband wurde ein doppelter Kreuzquerschnitt gewählt.

Hingewiesen werden möge noch auf den Fall der Wechselstabwirkung, der hier bei den Stäben $U_5/_6$, V_5 und D_6 auftritt. Bei D_6 ist beispielsweise
$\max D_6 = 417$ t; $\min D_6 = -37$ t.

Nach Din 1073 (Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken) ist für den Anschluß eine Nietfläche von

$$F_s = \frac{1}{0,8} \cdot 1,20 \cdot \frac{\max D_6}{\sigma_{zul}}$$

erforderlich. Der Stab selbst ist offenbar ohne Wechselwirkung zu berechnen, was aber nicht klar ausgesprochen wird. Die Rücksichtnahme auf den ganz unwesentlichen Wert $\min D_6 = -37$ t ergibt hier infolge des Zuschlages von 20% ein besonders langes Knotenblech. Dieser Nachteil

[5]) Vgl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 183 ff., Berlin, Jul. Springer.

Abb. 21. System des Endrahmens.

Abb. 22. Maßgebende Momente des Endrahmens.

würde bei der für St 52 beabsichtigten Erhöhung des Zuschlages von 20 % auf 30 % noch mehr in Erscheinung treten. Empfehlenswert wäre daher, diese Bestimmung der Din 1073, welche Wechselstäbe mit ganz geringer und solche mit sehr starker Wechselwirkung zu Unrecht vollkommen gleichartig behandelt, durch eine nach Art der Reichsbahnvorschrift gebildete Formel zu ersetzen, welche den Grad der Wechselwirkung in einfacher Weise berücksichtigt. Sehr zweckmäßig würde auch eine Bemerkung etwa derart sein, daß bei Stäben „mit offensichtlich geringer Wechselwirkung" der Zuschlag von 20 % bzw. 30 % unberücksichtigt bleiben darf. Bei dieser Fassung bliebe es dem Bauherrn überlassen, in jedem einzelnen Falle die richtige Grenze für die Anwendung obiger Formel zu ziehen und einen Nachteil wie den erwähnten ohne Umgehung der Vorschrift zu vermeiden.

Die Durchbiegung des Hauptträgers infolge Verkehrslast beträgt

$$\delta_{max} = 4{,}18 \text{ cm } \left(= \text{rd. } \frac{1}{1720}\, l\right),$$

die Durchbiegung infolge Eigengewicht beträgt einschließlich Längenänderung der mittelsten Hängestange

$$\delta_g = 9{,}53 \text{ cm } \left(= \frac{1}{760}\, l\right).$$

Für die Überhöhung der Träger war folgende Überlegung maßgebend: Die Unabhängigkeit zwischen Fahrbahn und Zugband hat zwar den großen Vorteil, daß die Fahrbahntafel in keiner Weise als Zugband mitwirken kann, ergibt aber Schrägstellungen der Hängestangen bei ungleichmäßiger Erwärmung von Bogen und Fahrbahn, sowie bei lotrechter Belastung, d. h. schon bei Übernahme des Eigengewichtes nach dem Absetzen der Brücke. Die Schrägstellung wirkt sich hier besonders ungünstig bei der sehr kurzen Hängestange in Punkt 1 aus, also in der Nähe des beweglichen Auflagers, wo die einzige Fahrbahnunterbrechung vorgesehen wurde. Das ganze System der Hauptträger wurde daher so viel kürzer ausgeführt, daß die Hängestangen bei Aufnahme des wesentlichsten Teils der ständigen Last und eines Viertels der Verkehrslast senkrecht stehen, und zwar wurde von dem wirklich vorhandenen Eigengewicht (Abb. 9a) von 810 kg/m² ausgehend für die Verkehrslast der sonst übliche Wert von $^1/_2$ deshalb auf $^1/_4$ herabgesetzt, weil bei den vorhandenen Breitenabmessungen und Rechnungsannahmen die am häufigsten auftretende Belastung kaum höher sein dürfte. Dies ergab eine gegenseitige Verkürzung der Entfernung zwischen den Punkten 1 und $\bar{1}$ von 20 mm und eine Verkürzung der Stützweite von 26,1 mm. Für diesen veränderten Zustand wurden die zugehörigen Überhöhungen bestimmt, die also auch für die wirkliche ständige Last und $^1/_4$ der Verkehrslast gelten. In der Mitte ergab sich eine Überhöhung von 8,02 cm einschließlich Längenänderung der mittelsten Hängestange.

Die Berechnung des Endrahmens (vgl. Abb. 21) erfolgte nach der hierfür üblichen Methode von Castigliano. Auf Grund eines ersten Rechnungsganges wurde angenommen:

$$\frac{J_u}{J_o \cdot \cos\varphi} = 4{,}5 \quad \text{und} \quad \frac{J_u}{J_v} = 3{,}5.$$

Der zweite Rechnungsgang ergab fast völlige Übereinstimmung mit diesen Werten. In Abb. 22 sind die größten Momente aufgetragen, wie sie sich aus der Summierung der einzelnen Belastungsfälle ergeben. Aus Abb. 22 geht auch hervor, daß der Fall des Abfangeträgers (für den H.L.T.) die Querschnittsgestaltung an keiner Stelle beeinträchtigt. Für den unteren Riegel und die Pfosten mußten in der Mitte recht erhebliche Querschnitte aufgewendet werden (Abb. 23 u. 24). Die im Interesse der Unterhaltung dringend erforderliche Zugänglichkeit des Pfostenquerschnittes (Abb. 24) wurde an einem Holzmodell in natürlicher Größe erprobt. Die Öffnungen in den Schottwänden betragen 34 · 34 cm, höhere Einsteigöffnungen genügen mit 28 cm Breite. Eine Aufhängung des unteren Querriegels an dem oberen Riegel durch eine Zugstange ähnlich den anderen Querrahmen dürfte zweifellos einen bedeutenden Ausgleich der Biegungsmomente durch Erhöhung der Momente des oberen und Herabsetzung der Momente des unteren Riegels bei geringerem Gesamtgewicht zur Folge gehabt haben, doch wurde hiervon mit Rücksicht auf das gute Aussehen des Endrahmens und der freien Übersicht über die Fahrbahn gerade an dieser Stelle Abstand genommen.

Abb. 23. Unterer Riegel des Endrahmens (Größtquerschnitt).

Abb. 24. Pfosten des Endrahmens (Größtquerschnitt).

5. Gewichte.

Nachstehend sind die Stahlgewichte der einzelnen Bauteile nach dem Angebot zusammengestellt. Verhältnismäßig hohe Werte lieferten die fünf Querrahmen sowie die Endrahmen.

Buckelplatten und Flachbleche (St 37) . . . . . . 113 + 15 =		128 t
Konsolen, Fußsteigträger (St 37)	170 t	
Schleppträger (einschließlich Verankerungen usw. (St 37) .	25 t	225 t
Abschlußträger an der Schildmauer (St 37)	30 t	
Querträger (St 52)	133 t	
Fahrbahnlängsträger (St 52)	94 t	342 t
Unterer Windverband (St 52)	18 t	
Hauptlängsträger (H. L. T.) (St 52)	97 t	
Endquerträger (St 52)	57 t	
Endpfosten (St 52)	52 t	
Obere Querrahmen (St 52)	179 t	
Hauptträger (ohne Zugband) (St 52)	437 t	
Zugband (St 52)	150 t	990 t
Oberer Windverband (St 52)	43 t	
Endrahmen, oberer Riegel (St 52)	41 t	
Seitliche Hängestangen (22 Stück) (St 52)	19 t	
Mittlere Hängestangen (5 Stück) (St 52)	12 t	
Stahlgußteile (Stg 52 · 81 S), Lager der Hauptträger (ein festes, zwei einseitig bewegliche und ein allseitig bewegliches) ohne Rollen . . . . 19 + 2 · 24 + 27 =	94 t	
Lager des H. L. T. auf dem Endquerträger sowie der Schleppträger auf der Schildmauer . . . . . . 2 + 2 =	4 t	130 t
Obere Aufhängungskörper der seitlichen Hängestangen .	6 t	
Dilatationskörper der Fahrbahn (Fingerkonstruktion) sowie Führungskörper des Zugbandes in den Q. T.-Öffnungen 24 + 2 =	26 t	
Geschmiedeter Stahl (St C 35 · 61), Augen für seitliche Hängestangen (unten) einschließlich Bolzen	10 t	
Augen für mittlere Hängestangen (unten und oben) einschließlich Bolzen	9 t	35 t
Lagerrollen f. bewegl. Lager d. Hauptträger (6 · 4 = 24 Stück)	16 t	
	Summe	1850 t

Von Interesse ist noch die Zusammensetzung der Einheitsgewichte, die sich bei einer Grundrißfläche von

$$36{,}30 \cdot (72{,}00 + 2 \cdot 2{,}80) = \text{rd. } 2820 \text{ m}^2$$

wie folgt ergibt:

a) Buckelplatten und Flachbleche . . . (128 t)		0,045 t/m²
b) Fahrbahn und Fußwege einschließlich Endquerträger und Stahlguß für die Dilatation . . . (567 + 57 + 4 + 26 = 654 t)		0,232 t/m²
c) Oberer Windverband . . . . (43 t)	0,015 t/m²	
d) Obere Querrahmen und mittlere Hängestangen einschließlich geschmiedetem Stahl . . . . (179 + 12 + 9 = 200 t)	0,071 t/m²	0,110 t/m²
e) Endrahmen (einschließlich Pfosten zur Hälfte) ohne Endquerträger . (41 + 26 = 67 t)	0,024 t/m²	
	Zu übertragen	0,387 t/m²

Übertrag	0,387 t/m²
f) Hauptträger (einschließlich Endpfosten zur Hälfte) und seitliche Hängestangen einschließlich Stahlgußteilen bzw. geschmiedetem Stahl (587 + 26 + 19 + 6 + 10 = 648 t) (davon Zugband 150 t = 0,055 t/m²).	0,229 t/m²
Summe (1740 t):	0,616 t/m²
Lager (Stahlguß) einschließlich Rollen (geschmiedeter Stahl) . . . . . (94 + 16 = 110 t):	0,039 t/m²
Summe	0,655 t/m²

Bei Wahl von St 37 würden sich etwa 0,760 t/m² (rd. 2150 t) ergeben, bei Berechnung nach der in einzelnen Punkten abweichenden Din 1073 und ebenfalls St 37 wiederum rd. 0,680 t/m² (rd. 1930 t), bei Din 1073 und St 52 rd. 0,600 t/m² (rd. 1700 t). Ein Vergleich mit den bisher ausgeführten Brücken kann höchstens mit dem Wert 0,680 t/m² erfolgen, auch darf ihm mit Rücksicht auf die jeweils ganz anders gelagerten Verhältnisse, insbesondere die Längen- und Breitenabmessungen, naturgemäß nur ein bedingter Wert zugeschrieben werden. Beispielsweise beträgt das Gewicht der Kronprinzendammbrücke (vier vollwandige Hauptträger ohne Zugband) 0,420 t/m² (St 37), das der Schloßbrücke Charlottenburg (vollwandiger Bogen mit Zugband) 0,590 t/m² (St 37) und das der Hugo-Preuß-Brücke (Hängebrücke mit drei Öffnungen) rd. 1 t/m² (St 37, Kette St 48). Ganz abgesehen von den Ersparnissen bei den Tiefbauarbeiten kann also das gewählte System hinsichtlich des Stahlverbrauches nicht als unwirtschaftlich bezeichnet werden.

V. Schlußbemerkung.

An der Ausführung des Bauwerkes wurden auf Grund einer Ende vorigen Jahres erfolgten öffentlichen Ausschreibung die Stahlbaufirmen C. H. Jucho, Dortmund, und Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, beteiligt. Zur Zeit ist gerade die Errichtung der über die ganze Spree freitragenden Montagerüstung beendet, die ein Arbeiten ohne eine Beeinträchtigung der Schiffahrt ermöglicht und zudem jegliche Leitwerkskonstruktionen erspart. Die 8 m hohen, fachwerkartigen Hauptträger der Rüstung, die wie die Brücke selbst eine Stützweite von 72 m aufweisen (Gewicht je 180 t), mußten hierbei mit Rücksicht auf den fertiggestellten Untergrundbahntunnel seitlich der Baustelle am nördlichen Ufer zusammengebaut und mit Hilfe von zwei Finowkähnen an Ort und Stelle eingeschwommen werden. Auf ihren Obergurten läuft ein bis zur Höhe von 41 m über Wasser ragender Portalkran von 35 t Tragkraft, der die Gewähr für eine schnelle Montage der Stahlkonstruktion, insbesondere auch der oberen Querrahmen, die im ganzen eingesetzt werden können, bietet. Eine nähere Erläuterung dieser interessanten Montage, sowie eine Beschreibung der konstruktiven Besonderheiten des Bauwerkes und der umfangreichen Gründungsarbeiten im Zusammenhang mit dem Bau des Spreetunnels, der Ufermauern und des neuen Reichsbahnviaduktes konnte nicht Inhalt dieses Aufsatzes sein. Die im Interesse des Gesamtvorhabens wünschenswerte Würdigung dieser vielseitigen Bauvorgänge dürfte Gegenstand eines späteren Aufsatzes in der „Bautechnik" sein.

Einige Bemerkungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100).

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Nach den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten vom 10. Mai 1931[1]) (DIN 4100, Abschn. I, § 4, Ziff. 4) ist die durch das Einbrennen der Schweiße hervorgerufene Werkstoffänderung nicht als Schwächung des Querschnitts anzusehen. Nun haben aber die von Professor Graf, Stuttgart, angestellten Dauerversuche mit geschweißten Stahlbauteilen ergeben, daß die Schwächung der Stabquerschnitte beim Anschluß durch das Einbrennen der Schweiße unter Umständen außerordentlich groß sein kann.

[1]) Heftausgabe 0,80 RM. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn. Vgl. a. Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. 3. Aufl. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn.

Bei dem in Abb. 1 dargestellten Prüfkörper, der zur Feststellung der Dauerfestigkeit des gelochten Stabes aus St 37 dienen sollte und an den Einspannstellen durch Aufschweißen von Blechen verstärkt war, ist beim Dauerzugversuch in der Pulsationsmaschine der Bruch durch Anrisse an der Schweißstelle eingeleitet worden, während in dem durch das Nietloch ver-

$F_2 = 8{,}78$ cm²
$\sigma_2 = 995$ kg/cm²

$F_1 = 5{,}14$ cm²
$\sigma_1 = 1700$ kg/cm²

Abb. 1. Zerstörung nach 1 821 400 Lastwechseln.

Abb. 2. Prüfkörper nach DIN 4100, § 8.

Abb. 4. Ungleichmäßige Spannungsverteilung.

Abb. 3. Dauerbrüche der Versuchskörper nach Abb. 2.

schwächten Querschnitt noch kein Schaden zu erkennen war. Der Bruch des Stabes ist nach 1 821 400 Lastwechseln zwischen $P_u = +\ 250$ kg und $P_o = +\ 8740$ kg erfolgt. Die mittlere Spannung im Bruchquerschnitt errechnet sich zu $\frac{8740}{8,78} = 995$ kg/cm², betrug also nur rd. 50 % der Ursprungsfestigkeit des gelochten Stabes. Hieraus geht unzweideutig hervor, daß der Prüfstab St 37 durch das Aufsetzen der Decklaschen nicht nur nicht verstärkt, sondern durch das Einbrennen der Schweiße zu beiden Seiten des Bleches außerordentlich verschwächt worden ist. Die Querschnittsverschwächung betrug im vorliegenden Fall zwischen 50 und 70 %.

Bei dem in Abb. 2 dargestellten Prüfkörper aus St 37 (Probestück der Zulassungsprüfung für den Auftragnehmer entsprechend DIN 4100, § 8) waren die Laschen durch Flankennähte angeschlossen. Der Körper wurde in der Amslerschen Pulsationsmaschine der Dauerprüfung unterworfen. Der Bruch erfolgte nach 280 400 Lastwechseln zwischen $\sigma_u = +\ 0{,}5$ kg/cm² und $\sigma_o = +\ 1200$ kg/cm² (Abb. 3). Die Anrisse in den Laschen gingen von den Einbrandstellen an den Enden der Flankenschweißnähte aus. Die Flankennähte bedingen durch die Kraftübertragung an den Rändern der Laschen eine ungleichmäßige Spannungsverteilung im Anschlußquerschnitt, wie in Abb. 4 angedeutet, außerdem treten infolge des einseitigen Anschlusses der Laschen Biegungsspannungen und Randspannungserhöhungen auf. An der höchstbeanspruchten Stelle hat der Werkstoff durch das Einbrennen eine Veränderung erfahren. So ist zu erklären, daß der Dauerbruch ziemlich tief unter der nach der üblichen Rechnung ermittelten zulässigen Belastung auftrat. Infolge des ungenügenden Anschlusses konnte die Ursprungsfestigkeit der Laschenquerschnitte nur mit 50 % ausgenutzt werden.

Aus den Versuchen ist zu ersehen, daß die Vorschriften für geschweißte Stahlbauten eine betriebsichere Ausbildung und Ausführung von dynamisch beanspruchten Stahlbauten nicht gewährleisten. Auf jeden Fall muß versucht werden, die ungünstigen Auswirkungen des Einbrennens der Schweiße hinsichtlich der Querschnittsverschwächung auf ein Mindestmaß zu beschränken. Schon die wenigen Dauerversuche, die von Professor Graf durchgeführt sind und deren grundsätzliche Ergebnisse durch Versuche anderer Forschungsstellen bestätigt worden sind, beweisen die Notwendigkeit, die Berechnungsgrundlagen DIN 4100 recht bald einer entsprechenden Nachprüfung zu unterziehen.

Der Neubau der Knabenberufsschule in Hindenburg (O.-S.).

Von Dipl.-Ing. E. Wachsmann, Hindenburg (O.-S.).

Mitte 1929 erfolgte durch den Magistrat der Stadt Hindenburg (O.-S.) die Ausschreibung für die Stahl-, bzw. Betonskelettkonstruktion dieses Gebäudes nach den Plänen des Architekten Prof. Dominikus Böhm in Köln.

Abb. 1. Grundriß und Querschnitte.

Abb. 2. Längsschnitt.

Nach scharfem Wettbewerb gegen Eisenbeton und Ziegelbau gelang es der Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke Akt.-Ges., Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg (O.-S.), diesen Bau in Stahlskelettkonstruktion in Auftrag zu nehmen. Bestimmend für diese Entscheidung des Bauausschusses war die Rücksicht auf den teilweise schlechten Baugrund und etwaige Bergschäden, da man sich von den Vorzügen der Stahlkonstruktionen bei derartig ungünstigen Verhältnissen überzeugt hatte.

Das Gebäude besteht im wesentlichen aus zwei rechtwinklig aufeinanderstoßenden Flügeln (Abb. 1), einem Längs- und einem Querbau. Der nicht unterkellerte Längsbau weist über dem Boden insgesamt fünf Geschosse mit oberer Flachdachbegrenzung auf (Abb. 1, Schnitt e—e). Auf der inneren (Ost-)Seite sind diesen Flügeln zwei Treppenhäuser vorgelagert. Auf der Südseite grenzt der Längsbau an die bestehende Oberrealschule. Hier mußte in den unteren beiden Geschossen des Längsbaues Raum für die Durchführung eines Straßenzuges geschaffen werden

Abb. 3. Konstruktive Durchbildung der Dehnungsfuge.

(Abb. 2). Außerdem wird dieser Bau zwischen den beiden Treppenhäusern ungefähr rechtwinklig durch das Beuthener Wasser gekreuzt (Abb. 6), in dessen Bereich die Fundamente für die Stützen unabhängig von den Kanalwänden durchgeführt wurden, um diese nicht zu belasten und um beide Bauwerke unabhängig voneinander zu gründen. Der Querbau ist unterkellert und hat vier Obergeschosse (Abb. 1, Schnitt d—d). Er enthält neben verschiedenen Gebrauchsräumen in den beiden Obergeschossen auf etwas über 22 m Länge die Turnhalle (Abb. 1, Schnitt c—c).

Die Stützen des Stahlskeletts sind in beiden Flügeln nur bis zum Gelände herabgeführt. Mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund und etwa auftretende Bergschäden ist der Gesamtbau durch zwei bis zur Fundamentsohle durchgeführte Dehnungsfugen in drei Baukörper unterteilt. Diese Dehnungsfugen befinden sich in der Stützenreihe i_0—i_{11} des Längsbaues und in der Stützenreihe 7_a—7_c des Querbaues. Die konstruktive Ausbildung der Dehnungsfuge an der Stütze 7_a der nördlichen Längswand des Querbaues ist aus Abb. 3 zu ersehen.

Die auf Wunsch des Architekten sichtbar bleibende Überbrückung des Straßenzuges neben der bestehenden Oberrealschule im Längsbau ist als Zweigelenkbogen mit einem südlich anschließenden Kragarm und Zugband ausgebildet. In der Tiefe des Längsbaues sind insgesamt vier solcher Zweigelenkrahmen nebeneinander angeordnet. Der Kragarm der Rahmen war bedingt durch die Rücksicht auf die benachbarte Oberrealschule. Die Südfundamente der Rahmen sind in etwa 3 m Entfernung von der Giebelwand der Oberrealschule angeordnet, damit diese bei der Herstellung der Fundamente unberührt bleiben konnte und beim Rammen der Pfähle für die Fundamente nicht beschädigt wurde. Da die Rahmenfundamente außerdem mit Rücksicht auf den schlechten Bau-

Abb. 4. Fußpunkt des Rahmens mit Anschluß des Zugbandes.

grund keinen Horizontalschub aufnehmen sollten, war die Anordnung eines Zugbandes geboten. Dieses Zugband ist, wie Abb. 4 zeigt, in Höhe der Fundamentkrone, also etwa $^1/_2$ m unterhalb der Straßenoberkante, angeordnet. Die im Lichten etwa 13 m breite Turnhalle im Quergebäude wird ebenfalls von Zweigelenkrahmen überspannt, die nach Fertigstellung des Gebäudes sichtbar blieben (Abb. 1, Schnitt *c—c* und Abb. 6).

Die Decken sind als gestelzte Hohlsteindecken zwischen Stahlträgern ausgebildet und sind oberhalb der Trägerflansche mit einer Auffüllung aus Schlacke und Sand zur Schalldämpfung versehen. Aus dem gleichen Grunde wurden alle Unterzüge auf den Stützen mittels Antivibritplatten verlagert. Im Querbau und in den anschließenden Korridoren sind Decken mit glatter Untersicht gewählt, da diese Räume eine besondere architektonische Ausstattung erhalten.

konstruktion zwischen den Stützen zur Befestigung der Stahl-Fensterrahmen wurde geschweißt, da diese in der Turnhalle und in den Treppenhäusern unverkleidet bleibt und auf gefälliges Aussehen der Stahlkonstruktion an diesen Stellen besonderer Wert gelegt werden mußte.

Zur Aufnahme der Windkräfte sind in geeigneten Ebenen reichlich Windverbände eingebaut (Abb. 1).

Abb. 5. Ansicht nach beendeter Montage des Stahlskeletts.

Abb. 6. Rückansicht.

Abb. 7. Vorderansicht.

Die Ausmauerung der Umfassungswände erfolgte in 12 cm-Hohlsteinen bzw. -Klinkern mit einer 25 cm starken Schicht Schlackenziegeln zuzüglich Außen- und Innenputz.

Das Gesamtgewicht einer solchen Wand beträgt 480 kg/m², die Zwischenwände sind durchweg in porösen Hohlsteinen gemauert. An den Außenstützen sind außerdem zur Isolierung noch Korkplatten vorgesehen.

Der Berechnung sind folgende Nutzlasten zugrunde gelegt:
für gewöhnliche Klassenräume . . . . 350 kg/m²,
für die Turnhalle, die Flure, die Treppenpodeste und Läufe,
die begehbare, horizontale Dachfläche des Längsbaues 500 kg/m².

Die Dacheindeckung erfolgte in Ziegeln auf hölzernen Sparren und Pfetten. Wie aus Abb. 6 ersichtlich ist, sind für die Treppenhäuser und die Turnhalle durchgehende Fensterflächen vorgesehen. Die Unter-

Die statische Berechnung der Stahlkonstruktion erfolgte im übrigen nach den Hochbauvorschriften vom 25. Februar 1925; die Deckenträger und Stützen usw. wurden mit 1400 kg/cm² ohne Winddruck beansprucht. In den über 7 m tiefen Klassenräumen wurden mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende geringe Bauhöhe Breitflanschträger als Deckenträger verwendet. — Die Montage wurde Ende Januar 1930 begonnen und im April 1930 beendet, ein Beweis, daß Stahlskelettbauten unabhängig von Frost usw. aufgestellt werden können.

Die Abb. 5, 6 u. 7 geben einen Überblick über den Gesamtbau vor und nach der Ausmauerung.

Der gesamte, umbaute Raum betrug 24700 m³, das Gesamtgewicht der Stahlskelettkonstruktion 475 t, also das Gewicht für 1 m³ umbauten Raum 19,2 kg.

Die neue Zentralmarkthalle der Stadt Riga (Lettland).
(Wiederverwendung abgebrochener Luftschiffhallen.)

Von Oberingenieur **E. Möckel**, Saarbrücken.

An Stelle des alten Düna-Marktes, welcher seiner Lage und der inneren Einrichtung wegen unzweckmäßig und veraltet war, wurde in den letzten Jahren von der Stadtverwaltung Riga eine Anzahl Markthallen zwischen zwei großen Verkehrsadern (der Gogol- und der Moskauer Straße) in unmittelbarer Nähe der Düna errichtet. Durch den Anschluß des Marktes an den städtischen Kanal und das Eisenbahnnetz haben sich für den Umschlag und die Beförderung der Waren große Vorteile ergeben (Abb. 1). Der Zentralmarkt umfaßt insgesamt 60000 m² Grundfläche mit fünf geschlossenen Markthallen mit etwa 14800 m² überbauter Fläche. Etwa 10000 m² entfallen auf offene Marktplätze, der Rest auf Straßen und sonstige Anlagen. Von den Markthallen dienen eine für den Großhandel und die Fleischkontrolle und vier Hallen für den Kleinhandel. Sämtliche Hallen sind mit Keller-, Lager- und modernen Kühlräumen ausgestattet und miteinander sowie mit dem Kanal durch Tunnels verbunden. Für die Beförderung der Waren in die Lager- und Kellerräume sind 15 elektrische Aufzüge eingebaut. Zur Beheizung und Lüftung der Hallen dient eine Zentralwarmwasserheizung und eine besondere Lüftungsanlage. Die vier nachstehend beschriebenen Hallen mit je 2500 m² Grundfläche dienen dem Kleinhandel, und zwar getrennt nach den einzelnen Waren: Fleisch, Fische, Milchprodukte und Gemüse. In diesen Hallen befinden sich insgesamt 975 Verkaufsstände von je 4 bis 6 m² Grundfläche. In den Längs- und Querachsen sind 5 und 6,5 m breite Straßen angeordnet, so daß der Zu- und Abgang der Waren und der Publikumsverkehr sich reibungslos abwickeln können (Abb. 2). Diese vier Kleinhandelshallen weisen je eine lichte Länge von 70 m und eine lichte Breite von 35,6 m auf und sind durch je zehn Dreigelenkbinder von ~ 20 m Scheitelhöhe überdacht (Abb. 3). Die Längs- und Giebelmauern bestehen aus massivem Mauerwerk. Die Belichtung der Hallen erfolgt durch große Fenster in den Seitenwänden und durch Lichtflächen in der untersten Mansarde des Daches. Auch die Giebelwände sind besonders reichlich mit Fensterflächen versehen, so daß sich eine ausreichende Belichtung und ein gutes Aussehen der Hallen ergibt (Abb. 4).

Abb. 1. Lageplan.

Abb. 5. Montage der 2. Luftschiffhalle in Vainoden.

Zum Bau der Stahlkonstruktion für die vier kleinen Hallen, welcher von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, durchgeführt wurde, fanden die ebenfalls von der vorgenannten Firma während des Krieges erbauten beiden Luftschiffhallen in Vainoden (Lettland) Verwendung (Abb. 5). Eine Luftschiffhalle wurde von einer einheimischen Firma niedergelegt, wobei sich allerdings mehrere Unglücksfälle ereigneten. Die zweite Halle wurde von der Firma Seibert ohne jeden Zwischenfall

Abb. 2. Grundriß der Markthalle.

Abb. 3. Querschnitt der abgebrochenen Luftschiffhalle und der neuen Markthalle.

und ohne Verwendung von besonderen Hilfsgerüsten abgebrochen. Die Bauteile wurden an Ort und Stelle in Riga für die Markthallen umgearbeitet. Größere Mengen der alten Hallenkonstruktion blieben übrig und fanden in dem eisenarmen Lettland für alle möglichen Zwecke Verwendung. Hierbei ist noch zu erwähnen, daß die beiden Luftschiffhallen ohne Betonfundamente während der kalten Jahreszeit auf Erdböcken aus Stahl errichtet waren. Auch diese Erdböcke wurden ausgegraben und wieder verwendet, auch fand man für die hölzerne Dacheindeckung, die Rinnen, Abfallrohre, Verglasung, Laufstegbeläge usw. Abnehmer, da fast sämtliche Teile gut erhalten waren. Eingehende Kostenberechnungen ergaben, daß durch die Wiederverwendung der Luftschiffhallen bedeutende Ersparnisse im Bau der Markthallen erzielt werden konnten, da durch die hohen Zollkosten Lettlands für die Einfuhr von Stahl bzw. fertiger Neukonstruktionen für die Markthallen erheblich größere Kosten entstanden wären. Aus Abb. 3 geht hervor, wie die Dreigelenkbogenbinder der Markthallen vollständig aus einzelnen Teilen der Luftschiffhallenbinder zusammengesetzt werden konnten. Die Aufstellung der Markthallen selbst wurde so vor-

Abb. 4. Innenansicht der Markthalle.

Abb. 6. Montage der Markthallenbinder.

genommen, daß die Binder auf dem Boden zusammengebaut und mittels Montagemaste hochgezogen wurden (Abb. 6). Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion für die beiden Luftschiffhallen betrug 3600 t, das Gewicht der vier Markthallen 535 t, das ist somit für eine Halle $= \sim 134$ t und je m² Grundfläche $= \frac{134\,000}{70 \cdot 35{,}6} = \sim 54$ kg. Für die vier Markthallen wurden insgesamt nur 22 t neue Konstruktion benötigt.

Die fertiggestellte Anlage wurde im November 1930 eröffnet und der allgemeinen Benutzung übergeben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 11. Dezember 1931 | Heft 25

Die Montage der Schiebetore für die Nordschleuse in Bremerhaven.

Von Oberingenieur **Siemers**, Dortmund.

In Heft 21, Jahrg. 1931 der „Bautechnik" veröffentlichte Baurat Quadbeck vom Hafenbauamt Bremerhaven einen Aufsatz über die Schiebetore der Nordschleuse in Bremerhaven. Hierbei wurde auch die Montage der Tore kurz gestreift. Sie bietet mancherlei Bemerkenswertes und soll deshalb in folgendem noch eingehender beschrieben werden. Dabei sollen zum besseren Verständnis für den Leser kurz einige Angaben aus dem erwähnten Aufsatz wiederholt werden.

Die Tore sind als Schiebetore mit Schwimmkasten ausgebildet. Sie sind 46,60 m lang, 8,40 m breit und 19,40 m hoch. Die Stahlkonstruktion eines Tores wiegt rd. 1050 t, sie ist in Abb. 4 bis 12 der erwähnten Abhandlung[1]) dargestellt.

Abb. 1. Montagevorrichtung.

Die örtlichen Verhältnisse gestatteten nicht, wie es naheliegend gewesen wäre, die Tore auf der Schleusensohle zu montieren, sie mußten vielmehr auf der Torkammer stehend aufgestellt werden. Zu diesem Zwecke wurde die Torkammer in ihrer ganzen Länge mit I 60 abgedeckt. Diese lagen auf doppelten Eisenbahnschienen, um sie bequem verschieben zu können und um gleichzeitig die Lasten möglichst günstig über die Länge der Torkammermauern zu verteilen (Abb. 1). Diese Trägerlage wurde vollständig mit Bohlen abgedeckt. Die zu montierenden Tore sollten mit ihren Kufenträgern auf dieser Decke stehen, setzten also auf die I-Träger je zwei Einzellasten in 7,75 m Entfernung ab. Zwischen diesen Einzellasten waren die Träger, abgesehen vom Bohlenbelag, unbelastet. Damit sie nicht seitlich ausknicken konnten, wurden sie durch waagerechte Verbände untereinander verbunden. Die Kufenträger der Tore reichen nicht über deren ganze Länge, sondern sind zweimal unterbrochen. Deshalb wurden die Bühnenträger dort, wo Kufenträger vorhanden waren, enger gelegt als in der übrigen Strecke.

Als Hilfsgerüst für die Tormontage diente ein stählernes Rahmenwerk, welches auf den Längsmauern der Torkammer aufgestellt wurde. Es bestand aus zwei querstehenden Portalrahmen, an welchen später das Tor beim Absenken in die Schwimmlage aufgehängt wurde. Diese Rahmen wurden oben durch Längsträger verbunden, die als Laufbahn für einen normalen Laufkran ausgebildet waren. Schrägstäbe aus ⊏-Profilen, die der großen Länge wegen mehrfach aufgehängt wurden, bildeten den Längsverband (Abb. 1 u. 2).

Die Montagearbeiten begannen am Schleusenaußenhaupt. Nachdem die obenerwähnte Bühne über der Torkammer fertiggestellt war, wurden zunächst die beiden Kranbahnträger auf der Torkammerabdeckung zusammengebaut und dann so weit seitlich verschoben, daß der Platz zum Zusammenlegen der Portalrahmen frei wurde. Die Kranbahnträger ruhten in dieser Lage wasserseitig auf einem Mauervorsprung, landseitig auf Konsolen, die durch Auskragung der Bühnenträger gebildet wurden (Abb. 1 u. 3).

Abb. 2. Hilfsgerüst im fertigen Zustand.

Abb. 3. Aufrichten der Portalrahmen des Hilfsgerüstes.

Die Portalrahmen wurden liegend auf der Arbeitsbühne zusammengebaut, mit stählernen Montagemasten aufgerichtet und vorläufig mit Drahtseilen in lotrechter Lage gehalten (Abb. 3 u. 4). An ihnen wurden

[1]) Vgl. Bautechn. 1931, S. 320 u. 321. Ferner: Agatz, Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Wilh. Ernst & Sohn. Berlin 1931.

alsdann Ausleger angebracht und hieran die Kranbahnträger hochgezogen.

Der Zusammenbau des Tores vollzog sich in folgender Weise:

Nachdem die Kufenträger, in denen die Kufenhölzer bereits fertig eingesetzt waren, auf der Bühne aufgestellt waren, wurden geschoßweise die Horizontalriegel ausgelegt, die Pfosten und Wandbleche eingebaut. Beim Schwimmkasten wurden nach dem Auflegen des Bodens sämtliche Längs- und Querwände eingebaut (Abb. 5) und zuletzt die Decke montiert. Der obere Riegel VI konnte nur in seinem mittleren Teile fertiggestellt werden, die Enden blieben ebenso wie die dort befindlichen Wandbleche und die Fahrbahnkonstruktion noch zurück, um Platz für die Aufhängungen zum Absenken des Tores zu lassen.

Nachdem das Tor, soweit es nach Vorstehendem möglich war, zusammengebaut, vernietet und mit dem Deckanstrich versehen war, und nachdem auch die Schwimmkastenzellen einzeln auf ihre Wasserdichtigkeit geprüft waren, wurde es zu Wasser gelassen. Das geschah unter Verwendung von hydraulischen Hebeböcken, mit welchen das Tor in einzelnen Hüben und in der im allgemeinen beim Absenken von Brücken und dergleichen üblichen Weise abgesenkt wurde. Die große, 18 m betragende Absenkhöhe des Tores aber, seine große Windfläche, sein hohes Gewicht

Abb. 4. Vor dem Hochziehen der Kranbahnträger.

und seine bedeutende Steifheit stellten an die sorgfältige Ausbildung aller verwendeten Einrichtungen und Hilfsmittel, wie auch an die ausführenden Personen besondere Anforderungen. Eine zufällige Überlastung einzelner Teile des Gerüstes, an denen das Tor aufgehängt wurde, oder von Teilen der Absenkvorrichtung selbst konnte die schwersten Folgen haben. Aus diesem Grunde wurde auch die statische Berechnung so durchgeführt, als ob das steife Tor nur an zwei diagonal gegenüberliegenden Ecken aufgehängt sei, während es tatsächlich an allen vier Ecken gefaßt war. Für diesen außergewöhnlichen Fall waren entsprechend hohe Beanspruchungen zugelassen.

Die Absenkvorrichtung war in folgender Weise aufgebaut:

An den vier Ecken des Tores waren die dort befindlichen ebenen Wandbleche von vornherein nach oben verlängert, dort durch Beilagen verstärkt und mit Bohrungen zum Durchstecken der Bolzen versehen, mit denen die Aufhängebänder mit dem Tor verbunden werden sollten. Diese überstehenden Blechteile wurden später nach dem Absenken der Tore durch Abbrennen entfernt (Abb. 6).

Die Aufhängebänder waren aus mehreren Lagen Flachstahl in S. M.-Güte hergestellt, die gegen Bruch, falls trotz Untersuchung noch zufällige Materialfehler vorhanden sein würden, eine größere Sicherheit boten als Bänder aus nur einem entsprechend starken Flachstahl. Zur Verhinderung ungünstiger Spannungsverteiluug wurde auch eine Verschwächung der Hängebänder durch Bohrungen für große Bolzen, wie man dies sonst wohl bei ähnlichen Einrichtungen anwendet, um die Last von den Hängebändern auf die Huborgane überzuleiten, vermieden. Zur Abgabe der Last von den Hängebändern an die Huborgane bzw. an die Stützkonstruktion waren vielmehr besondere Stahlgußknaggen vorgesehen, die seitlich an die Hängebänder angelegt wurden und sich oben mit gehobelten Kanten gegen die ebenfalls gehobelten Laschen und Beilagen der Hängebänder stützten. Die aus dem dabei auftretenden Moment herrührenden Zugkräfte wurden von Flachstäben aufgenommen, die durch die Hängebänder hindurchgesteckt waren, ohne sie in der Zugrichtung wesentlich zu schwächen (Abb. 7).

Die verwendeten hydraulischen Winden waren sogenannte Perpetuum-Hebeböcke von je 200 t Tragfähigkeit, die zu zweien neben jedem Aufhängeband angeordnet waren. Die vier Hebeböcke an jedem Ende des Tores bildeten zusammen mit der elektrisch angetriebenen Preßpumpe ein geschlossenes Aggregat, welches von der gleichen, am anderen Ende des Tores stehenden Gruppe völlig unabhängig war.

Die beiden neben einer Aufhängung stehenden Hebeböcke drückten von unten her gegen die Enden eines Waagebalkens, der durch Vermittlung der obenerwähnten Stahlgußknaggen in seiner Mitte die an den Bändern aufgehängte Last trug. Die beiden Waagebalken an jedem Torende waren durch kräftige Querverbindungen zusammengehalten; diese waren ihrerseits an I-Pfosten geführt, welche im Gerüstrahmen festgehalten wurden (Abb. 8 u. 9).

Die Hebeböcke standen auf Stapeln von schweren, kreuzweise verlegten Eisenbahnschienen (Abb. 9), die sonst üblichen Hartholzstapel wurden vermieden. Dies geschah einerseits, um die Absenkarbeit nicht durch die nutzlose Zusammendrückung der Hölzer zu verzögern, anderseits aber auch, um Überlastungen der Stützpunkte zu vermeiden, falls sich, wie zu erwarten war, die Hölzer verschieden stark zusammendrücken würden.

Die Schienen wurden, um möglichst genau gleiche Höhen zu haben, sämtlich aus einer Walzung genommen. Außerdem wurden die Schienen jeder einzelnen Lage hinsichtlich gleichmäßiger Höhe nochmals besonders ausgewählt und an den Köpfen mit gleicher Farbe gekennzeichnet. Jede Schienenlage erhielt eine andere Farbe. Schließlich wurden die Schienen jedes Stapels mit gleichen, von denen der anderen Stapel abweichenden Nummern gekennzeichnet. Damit wurden nachteilige Verwechslungen vermieden. Durch Achsmarken auf den Plattformen unter den Schienenstapeln wurde für deren richtige Lage gesorgt und damit auch dafür, daß die Hebeböcke mitten unter den Druckplatten der Waagebalken standen, an denen sie angriffen.

Abb. 5. Einbau der Längs- und Querwände.

Die sieben Schienen jeder Lage waren so angeordnet, daß je nach Stellung des mit dem Tor zusammen absinkenden Hebebockes entweder die vier äußeren Schienen durch die Pratzen des Hebebockes oder die drei inneren durch seinen Stempel belastet wurden.

Das Absenken des Tores vollzog sich in folgender Weise:

Die unteren Enden der Hängebänder wurden mit dem Tor verbunden und die obenerwähnten Stahlgußknaggen oberhalb und unterhalb der Waagebalken (Hubträger) an ihnen angeschraubt (die unteren Knaggen sind in Abb. 9 nicht dargestellt, ihre Lage lassen die Schlitze im Zugband erkennen). Die Hebeböcke wurden neben den Hängebändern aufgestellt und an die von den Preßpumpen kommenden Rohre angeschlossen. Alsdann wurden die Pumpen in Betrieb gesetzt, um zunächst den Aufbau der Schienenstapel vorzunehmen. Die Hebeböcke hoben sich, während sie auf ihren Stempeln standen (eine besondere Eigentümlichkeit der Perpetuum-Hebeböcke) um das ihrem Hub entprechende Maß in die Höhe. Nunmehr konnten die vier äußeren Schienen der untersten Lage verlegt werden. Vor dem zweiten Hub standen die Hebeböcke mit ihren Pratzen auf diesen vier äußeren Schienen, der Stempel war in den Zylinder zurückgezogen, dabei den Raum zum Einlegen der

Abb. 6. Aufhängevorrichtung der Tore.
Die überstehenden Blechteile werden nach erfolgter Absenkung durch Abbrennen entfernt.

Abb. 7 u. 9. Konstruktive Durchbildung der Aufhängevorrichtung am Hilfsgerüst.

drei inneren Schienen freigebend, auf die er bei dem nächsten Hub drücken sollte. So konnte unter dem Hebebock eine Schienenlage nach der anderen verlegt werden, bis der ganze Stapel fertig war und der Hebebock am Waagebalken anstieß (Abb. 10). Nach weiterem kurzen Hub hob sich das Tor, und die entsprechenden Schienen der obersten Lage wurden frei; sie konnten entfernt werden. Durch Ablassen des Wassers aus den Hebeböcken wurden diese dann zusammen mit dem Tor um das Maß der Schienenhöhe gesenkt. Dieses Spiel wiederholte sich, bis alle Schienenlagen entfernt waren. In dieser Stellung saßen die unteren Stahlgußknaggen auf den im Gerüst eingebauten Stützträgern auf. Die oberen Stahlgußknaggen wurden nun entfernt und eine Stufe höher wieder an den Hängebändern angebracht. Alsdann konnten während des Hochpumpens der leeren Hebeböcke die Schienenstapel von neuem aufgebaut werden. Auf diese Weise wurde das Tor rd. 18 m abgesenkt, bis es schwamm. Die Hängebänder wurden dabei fortlaufend durch Anlaschen neuer Stücke mittels gedrehter Schrauben verlängert. Ein an dem Laufkran angebrachter hölzerner Schwenkmast leistete hierbei Hilfe.

Bemerkt sei noch, daß anfangs vorsichtshalber die beiden Enden der Tore abwechselnd um Schienenhöhe gesenkt wurden. Sehr bald waren aber die Mannschaften so gut eingearbeitet, daß man dazu übergehen konnte, das Senken an beiden Enden gleichzeitig vorzunehmen, wodurch erhebliche Zeitersparnisse erzielt wurden.

Die hydraulischen Preßpumpen waren mit den Hebeböcken durch Hauptleitungen aus Stahl und Verteilungsleitungen aus Kupfer verbunden. Da sich die Hebeböcke gegenüber den fest aufgestellten Pumpen auf und ab bewegen mußten, wurde durch trompetenartige Führung der Rohre für deren ausreichende Nachgiebigkeit gesorgt. Eine in Abb. 11 schematisch dargestellte Schaltung der Bedienungsventile ermöglichte es, etwaige Ungleichheiten in der Bewegung der angeschlossenen Hebeböcke zu verhindern. Zu diesem Zwecke waren an den Hebeböcken besondere Zeiger angebracht. Bei jedem Hebebockpaar war der eine Zeiger rot, der andere grün angestrichen. Die gleichen Farben wiesen auch die zugehörigen Rohre und Ventile auf. Auf jedem Zeiger war ein weißer Querstrich angebracht. Diese Striche standen sich gerade gegenüber, wenn die richtige Höhenlage beider Hebeböcke eines Paares vorhanden war. Die weißen Querstriche wurden vom Führerstand an der Pumpe aus beobachtet. Sobald sich der Querstrich auf dem grünen Zeiger gegenüber dem auf dem roten Zeiger nach unten vorschob, wurde das grüne Ventil gedrosselt; und umgekehrt. Auf diese Weise gelang es, fortlaufend das gleichmäßige Absinken der beiden Hebeböcke zu kontrollieren und nötigenfalls zu beeinflussen.

Vor Beginn des Absenkens wurde jeder einzelne Handgriff genau eingeübt. Mit lose hängenden, also nicht am Tor befestigten Hängebändern wurde der Aufbau der Stapel, das Anheben des Tores, das Wegnehmen der einzelnen Schienenlagen und das Absenken um die Höhe des ganzen Schienenstapels mehrmals nach bestimmten Kommandos durchgeführt. Die gleichen Kommandos kamen auch bei der anschließenden Absenkarbeit dauernd zur Anwendung.

Nach der Fertigstellung des ersten Tores am Außenhaupt der Schleuse wurde das Hilfsgerüst und die Kammerabdeckung abgebrochen und über der Kammer des Binnenhauptes erneut

Abb. 8. Waagebalken, Führungsträger und -pfosten sind erkennbar.

Abb. 10. Schienenlage unter dem Hebebock.

Abb. 11. Schematische Darstellung der Schaltung der Bedienungsventile.

aufgebaut. In dieser Stellung des Gerüstes wurde zuerst das Tor des Binnenhauptes und dann auch das dritte (Reserve-) Tor montiert und abgesenkt. Bei allen drei Toren vollzog sich die oben beschriebene Montage programmäßig und ohne Störung, selbst ein starker, von heftigen Regengüssen begleiteter Sturm, der während des Absenkens des dritten Tores aufkam, konnte die Arbeiten wohl behindern, aber keinen Schaden anrichten.

Der gesamte Entwurf des Montagevorganges und der Hilfseinrichtung stammt von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, welche auch die Montage der Tore und die Lieferung der Stahlkonstruktion ausführte.

Die Erneuerung von Berliner Bahnhofshallen.

Von Reichsbahnrat **Julius Grapow** †, Regierungsbaurat a. D.

I.

A. Umbau der Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs.

Die südliche Halle des Schlesischen Bahnhofs war bis zum Jahre 1879 Kopfbahnhof für Züge nach Schlesien und wurde bei dem Bau der Berliner Stadtbahn in einen Durchgangsbahnhof umgewandelt. Hierbei wurde in den Jahren 1881/82 die nördliche Halle errichtet.

Dieser Erweiterungsbau überspannte die drei Bahnsteige C, D und E mit 6 Gleisen durch eine einheitliche Bogenkonstruktion, deren Füße in Höhe der Schienenunterkante lagen, und die in ungefähr halber Höhe mit einer Zugstange armiert war. Die Spannweite der Halle betrug 54,35 m, die Länge 207 m. Der Scheitel der Bogenkonstruktion lag ungefähr in gleicher Höhe mit dem der alten (südlichen) Halle, etwa rund 19 m über S. O., und hatte ein 9,5 m weites, sich fast über die ganze Länge erstreckendes, laternenartig über die eigentliche Dachfläche herausgehobenes Oberlicht erhalten. Die nördliche Halle war im Norden durch eine mit der Stahlkonstruktion verbundene Glaswand, auf den beiden Stirnseiten durch Schürzen, im Süden durch die Wand der alten, südlichen Halle abgeschlossen.

Die durch Pfetten verbundenen, teils mit Wellblech, teils mit Pappdach abgedeckten Bindersysteme der Halle ruhten auf den Viaduktpfeilern; ihre Entfernung voneinander betrug 7,5 m. Sie waren aus je zwei Einzelbindern gebildet, welche durch Quer- und Diagonalverband zu einem Doppelbinder vereinigt waren. Den Einzelbindern war die Form eines Bogenträgers gegeben, der aus dem eigentlichen tragenden Teil *ABC* und der Pendelstütze *CD* bestand (Abb. 1). Die Zugstange verband beide Bogenstücke in Traufhöhe, indem sie auf der Südseite an dem für Pendelstütze und Bogen gemeinschaftlichen Gelenk, auf der Nordseite an einem zu dem vorgenannten Gelenk symmetrisch liegenden Knotenpunkt angriff. Diese asymmetrische Anordnung war mit Rücksicht auf den Umstand gewählt worden, daß die Halle vorwiegend von der Nordseite her den Angriffen des Windes ausgesetzt war, während südlich die bereits vorhandene Halle vorgelagert war.

Abb. 1. Bindersystem der Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs.

Die Bogenstücke der Binder waren als Gitterträger ausgebildet (Abb. 2), deren obere und untere Gurtungen sich aus zwei Winkelprofilen von wechselnden Abmessungen zusammensetzten. Das Gitterwerk bestand in normal gegen letztere gerichteten Pfosten aus Winkeln und gekreuzten Diagonalen aus Flachstäben. Die stählerne Zugstange erhielt ihre polygonale Gestalt durch schwache senkrechte Hängestangen, die an der unteren Gurtung der Bogenträger befestigt waren und in ihrer Länge durch Schlösser reguliert werden konnten.

Die Verbindung je zweier Einzelbinder zu einem Doppelbinder, welche erforderlich war, um jene gegen Ausknicken nach der Längsachse der Halle zu sichern, wurde durch Pfosten aus Winkelprofilen und gekreuzte Diagonalen aus Flachstäben bewirkt, welche sowohl in der oberen wie in der unteren Gurtung des Bogenträgers lagen.

Je zwei Doppelbinder waren wiederum zu einem Bindersystem zusammengekuppelt, um den Winddruck in der Längsrichtung der Halle aufzunehmen. Dieser Windverband bestand in gekreuzten Diagonalen aus Rundstäben, welche in die Ebene der oberen Bindergurtung gelegt waren und jedesmal drei Felder des Gitterwerks im Bogenträger umfaßten. Auf der Südseite der Halle war der Windverband bis zum Binderfuß hinabgeführt, während er auf der Nordseite durch das stählerne Rahmenwerk der die Halle abschließenden Glaswand ersetzt war.

In den betreffenden Binderfeldern war der Laternenaufsatz gleichfalls mit Windverband versehen, und zwar mit einem zweifachen. Der eine stand senkrecht unter dem First, der andere lag in der Neigung der Dachflächen des Oberlichtes. Über den Bindern der Laterne, die gleichfalls als Doppelbinder ausgebildet waren, lagen Pfetten aus I-Profilen. Die Dachfläche der Laterne war unter 30° gegen den Horizont geneigt und zwischen den Bindern mit Glastafeln, über den Bindern mit verzinktem Wellblech abgedeckt. Unter den Glastafeln waren Netze von verzinktem Draht gespannt, um das Herabfallen etwa zersprungener Glasscheiben zu vermeiden.

Die Abschlußschürzen waren durch Hauptvertikale gebildet, welche an jedem dritten Knotenpunkt des Binders aufgehängt waren und am unteren Ende einen waagerechten Schürzenträger trugen. Durch senkrechte und waagerechte Träger wurde die Fläche in kleinere Felder unterteilt, in welchen schmiedeeiserne Fensterrahmen mit Sprossenteilung befestigt waren.

Die Hauptvertikalen waren als Gitterträger ausgebildet und übertrugen am oberen Ende unmittelbar, am unteren Ende mittels des waagerechten Trägers den Winddruck auf den Abschlußbinder. Die Außenflächen der Abschlußbinder und Schürzen sowie die nördliche Abschlußwand wiesen reiche Zinkdekoration auf. Bei der Berechnung war Schneelast zu 50 kg/m² und der Winddruck zu 125 kg/m² angenommen worden. Bei Bestimmung der Querschnittsfläche war eine Beanspruchung der Konstruktionsglieder bis zu 1000 kg/cm² zugelassen worden.

An Material enthielt die Halle 1177 t Stahl, Kupfer usw., 323 m³ Holz und 4280 m² Verglasung.

Die Montage begann Mitte Dezember 1881, und zwar gleichzeitig von vier fahrbaren Gerüsten aus und war bis zum 1. Mai 1882 beendet, hatte

Abb. 2. Alter Binder (Gitterträger) der Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs mit stählerner Montagerüstung.

Abb. 3. Nördliche Bahnsteighalle Schlesischer Bahnhof nach teilweiser Erneuerung (Hallen-Mittelstück zeigt noch die alte Dachkonstruktion).

also ungeachtet der vielfachen Störungen durch den lebhaften Bahnbetrieb nur $4^1/_2$ Monate erfordert.

Nachdem die Erneuerung der Halle beschlossen worden war, konnte sie wegen der geringen zur Verfügung stehenden Mittel nur allmählich durchgeführt werden (Abb. 3). Hierbei wurde von Osten und Westen vorgegangen. Zur Verbilligung der Arbeiten wurden die alten Fundamente nebst Verankerungen wieder verwendet. Damit ergab sich die Notwendigkeit, bei dem Umbau sich an die Hauptabmessungen der alten Halle wieder anzulehnen. Bei der Ausführung der neuen Halle wurde auf gute Belichtung und Entlüftung sowie auf möglichste Verhinderung von Rauchgaseinwirkungen auf die Konstruktion Wert gelegt. Die neuen Binder wurden vollwandig ausgeführt. Als statisches System wurde im Prinzip das in Abb. 1 dargestellte beibehalten. Die zugelassene Höchstbeanspruchung beträgt 1200 kg/cm². Außerdem wurde eine gedrungene Ausbildung aller Konstruktionsteile mit nicht zu geringen Materialstärken durchgeführt. Die Konstruktionsteile bestehen aus St 37, die Dachbinderzugstangen aus St 48, die Gelenke aus Gußstahl. Zu erwähnen ist noch, daß die Zugstangen nicht wie bei den alten Bindern doppelt, sondern in einfacher Ausführung in der Mitte des Doppelbinders liegen (Abb. 3).

In den Längswänden des Aufbaues im Dachbinderfirst ist für reichliche Entlüftung gesorgt. Um die Rauchgase der den beiden Hallenlängsseiten zunächst liegenden Gleise sofort abzuführen, sind oberhalb dieser Gleise unter dem Dach mit Holz verkleidete Rauchschürzen angebracht und oberhalb der Dachtraufe Entlüftungsstreifen vorgesehen. Außerdem ist noch im First der neuen Raupenoberlichter für Entlüftung gesorgt. Da Holz durch Rauchgase nicht angegriffen wird, wurden die Aufbauten in Holz ausgeführt. Zu erwähnen ist ferner noch die Entlüftung in den beiden giebelseitigen Hallenschürzen unterhalb der Dachhaut. Die Rauchgase können dort durch Öffnungen in den Wänden der Schürzenbinder entweichen.

Zur Vermeidung von flachliegenden Glasflächen, die bekanntlich sehr leicht verschmutzen, wurden Raupenoberlichter mit steiler Glasfläche, die auf hölzernen Zargen aufruhen, und deren stählerne Sprossen emailliert sind, gewählt.

Die Belichtung beträgt 35 % der Hallengrundrißfläche. Die Verglasung besteht aus 8 mm starkem, kittlos verlegtem Drahtglas. Die Verglasung der Hallenschürze und der nördlichen Längswand besteht aus 3 bis 5 mm starkem Klarglas. Die Dacheindeckung erfolgte mit Teerpappe und teerfreier Pappe auf Holzschalung. Die Holzschalung hat von unten einen Anstrich mit Leinölfirnis, und zwei weitere Deckanstriche mit Ölfarbe erhalten, während die Stahlkonstruktion, die in der Werkstatt bereits einen Firnis- und Bleimennige-Anstrich erhielt, auf der Baustelle noch zweimal mit rauchfester Ölfarbe gestrichen wurde. In die östliche Hallenschürze wurde das seinerzeit unterhalb dieser Schürze befindliche Stellwerksgebäude mit größeren Abmessungen eingebaut, wodurch der Verkehr auf dem Bahnsteig und auch die Aussicht vom Stellwerksgebäude aus günstig beeinflußt wurde. Abb. 4 zeigt die westliche Hallenschürze im fertigen Zustand.

Abb. 4. Westliche Hallenschürze der neuen Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs.

Wegen des umfangreichen Eisenbahnverkehrs, der bei den Umbauarbeiten nicht gestört werden durfte, waren bei den Baustellenarbeiten ganz besondere Vorsichtsmaßregeln notwendig, da oberhalb des Verkehrs Lasten bis zu 8 t Gewicht bewegt werden mußten.

Die für den Bauvorgang notwendigen stählernen Rüstungen waren so konstruiert (Abb. 2), daß sie sowohl für den Abbruch der alten Halle als auch für die Errichtung der neuen Halle benutzt werden konnten. Zum Schutze der Reisenden trugen die Gerüste eine mit Holzbohlen und Zeltplanen dicht abgedeckte Bühne. Zur größeren Vorsicht wurde bei der Wahl der Werk- und Hebezeuge auf der Baustelle die doppelte Sicherheit, als sonst üblich, zugrunde gelegt. Diesen Umständen und der Auswahl besonders zuverlässiger Monteure und Arbeiter ist es zuzuschreiben, daß jeder Unfall vermieden wurde. Der ausführenden Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, sei auch an dieser Stelle hohe Anerkennung gezollt.

B. Umbau der Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

Die Halle des Bahnhofs Alexanderplatz ist ebenfalls in den Jahren 1881/82 erbaut worden. Die Spannweite eines Binders betrug 37,1 m, die Entfernung der Binder, die als Doppelbinder ausgebildet waren, 8,8 m. Außer den beiden Hallenschürzen hatte die Halle 16 Regelbinder. Die Höhe des Binders von Schienenoberkante bis Scheitel maß 18,5 m, die Gesamtlänge der Halle 164,13 m. Die Halle hatte bis zum Umbau raupenförmige Glasoberlichter. An Lichtöffnungen waren außerdem nur noch an den Seiten zwischen je zwei Bindern Fenster vorhanden. Die Oberlichter waren durch die Rauchgase, durch Ablagerungen und Niederschläge so verschmutzt worden, daß durch sie kein Licht mehr in die Halle fiel. Infolgedessen waren die Beleuchtungsverhältnisse außerordentlich ungünstig, und man konnte wohl mit Recht den Bahnhof Alexanderplatz als den dunkelsten der Berliner Bahnhöfe bezeichnen. — Auch hier ergab sich die Notwendigkeit einer Erneuerung der Halle. Da man die alten Fundamente nebst Verankerungen wieder verwenden wollte, waren bei dem Umbau die Hauptabmessungen beizubehalten, zumal zunächst die Absicht bestand, die mittleren Binder stehen zu lassen und nur zu verstärken. Diese Absicht wurde jedoch während des Umbaues fallen gelassen.

Die Ausführung der neuen Binder erfolgte als Dreigelenkbogen ohne Zugband (s. Abb. 10). Die hier ebenfalls angebrachten Rauchschürzen über den Gleisen ermöglichen zusammen mit den Entlüftungsschlitzen

Abb. 5. Die neue Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

Abb. 6. Montage des östlichen Abschlußbinders der neuen Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

unterhalb der Hauptregenrinne ein sofortiges Entweichen der Rauchgase. Außerdem sind etwa in der Mitte der Dachhälfte sowie in dem sich über die ganze Halle erstreckenden Oberlicht Entlüftungsschlitze angebracht, die einen schnellen Abzug der in der Halle befindlichen Rauchgase gewährleisten. Die Entlüftung in den Hallenschürzen entspricht derjenigen am Schlesischen Bahnhof. Die Halle trägt außer dem 7,2 m breiten, laternenartig über die Dachfläche herausragenden Oberlicht (Abb. 5) an jeder Seite oberhalb der Hauptregenrinne ein 7 m breites, sich über die mittleren 16 Felder erstreckendes Pultoberlicht. Die Verglasung der Oberlichter besteht aus 8 mm starkem Drahtglas in kittloser Anordnung auf Antipluvius-Sprossen. Die Sprossen sind feuerverzinkt, gereinigt und haben außerdem noch, wie alle übrigen Stahlteile, einen zweimaligen Deckanstrich mit rauchgasfesten Farben erhalten.

Die Anordnung der beiden Hallenlängswände erfolgte in ähnlicher Weise wie bei der Halle Schlesischer Bahnhof. In architektonischer Hinsicht wurde angestrebt, daß die Stahlkonstruktionen an sich ohne jegliches Beiwerk zur Wirkung kommen sollten. Die Verglasung der Hallenschürzen und der Längswände besteht aus 4/4 Klarglas. Die Belichtung beträgt insgesamt 45 % der Hallengrundrißfläche. Die Dacheindeckung entspricht der des Schlesischen Bahnhofs.

Abb. 7. Abbau der alten und Aufbau der neuen Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

Auch hier waren beim Umbau bei der völligen Aufrechterhaltung des regen Eisenbahnverkehrs besondere Vorsichtsmaßregeln notwendig.

Die alte Dachkonstruktion mußte mittels stählerner Rüstungen an beiden Hallenenden abgefangen werden. Diese Rüstungen waren so konstruiert, daß man mit ihnen sowohl den Abbruch der alten als auch die Errichtung der neuen Halle vornehmen konnte (Abb. 6 u. 7). Auf ihren zum Schutze der Reisenden dicht abgedeckten Bühnen mußten die abmontierten alten und die ankommenden neuen Konstruktionsteile zunächst wegen der ungünstigen Platz- und Transportverhältnisse gelagert werden. Das gesamte neu einzubauende und ausgebaute Material konnte im allgemeinen nur in der kurzen nächtlichen Betriebspause auf Arbeitszügen herangebracht und weggeschafft werden. Die Binderfüße wurden nur nachts unmittelbar vom Wagen aus aufgestellt. Um schneller arbeiten zu können, wurden die Konstruktionsteile mit elektrischen Winden hochgezogen. Der besonderen Vorsicht bei allen Arbeiten und der Auswahl besonders zuverlässiger Monteure und Arbeiter ist es zuzuschreiben, daß jeder Unfall vermieden werden konnte. Die Firma C. H. Jucho, Dortmund, hat diese Arbeiten in mustergültiger Weise durchgeführt.

Mit den Vorarbeiten für die Montage wurde am 21. April 1926 begonnen. Der erste Binderfuß — der des westlichen Schürzenbinders — wurde in der Nacht vom 3. zum 4. Juni aufgestellt, der letzte Binder am 11. November geschlossen, so daß im Mittel an jedem siebenten Tag ein Binder gestellt wurde. Der Einbau der Stahlkonstruktion war am 21. November beendet, die Halle Ende November geschlossen. Die gesamte Bauzeit betrug mithin nur etwa $7^1/_2$ Monate. Abb. 8 zeigt das Innere der neuen Bahnhofshalle.

Zur leichteren Unterhaltung der Halle und zur Reinigung der Oberlichter befindet sich in der Halle ein weiter unten näher beschriebenes fahrbares Untersuchungsgerüst. Außerdem befinden sich in dem laternenartigen Oberlicht ein innerer Reinigungswagen und außen an jeder Hallenseite über den Pultoberlichtern ein äußerer Reinigungswagen. Diese Reinigungswagen können durch eine Kurbel leicht vorwärts bewegt werden.

II.
Untersuchungsgerüste.

Bei den Umbauarbeiten und noch mehr bei den vorausgegangenen Untersuchungen hatte sich herausgestellt, daß die Gründlichkeit der Untersuchungs- und Unterhaltungsarbeiten bei den bisher hierzu meistens benutzten unsicheren Hängegerüsten, deren Umlegung in großer Höhe, belästigt durch die Rauchgase, mühsam und kostspielig ist, sehr beeinträchtigt war. Von der Verwendung von fahrbaren Gerüsten wurde wegen der Beengtheit auf den Bahnsteigen und wegen des einmaligen höheren Anschaffungspreises oft abgesehen, obschon sich die Anschaffung auf die Dauer rentieren dürfte.

Auf einigen Berliner Bahnhöfen finden nunmehr die nachstehend beschriebenen, von der Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, entworfenen und von der Reichsbahndirektion Berlin geprüften und genehmigten fahrbaren Untersuchungsgerüste Verwendung, die die ganze Halle zugänglich machen. Sie sind in der Längsrichtung auf einem in die Bahnsteige eingelassenen verdeckbaren Schienenpaar verfahrbar, und ihre Anordnung entspricht der jeweiligen Ausbildung der Hallenkonstruktion.

Mit der Anlage dieser Untersuchungsgerüste ist gleichzeitig die Gewähr einer sorgfältigen Unterhaltung verbunden. Der Personenverkehr in der Halle wird weder durch etwa herunterfallende Gegenstände gefährdet, noch durch den beim Reinigen zu entfernenden Schmutz und

Abb. 8.
Blick in die neue Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

Rost belästigt. Durch seitliche Verkleidung der Arbeitsbühne mittels Segeltuchplane wird der beim Reinigen durch Sandstrahlgebläse aufkommende Sand auf der Arbeitsbühne aufgefangen.

Die nachstehend beschriebenen fahrbaren Untersuchungsgerüste befinden sich in den Hallen Schlesischer Bahnhof (Südhalle), Alexanderplatz und Anhalter Bahnhof.

A. Gerüst in der Südhalle des Schlesischen Bahnhofs.

Die Dachbinder dieser Halle sind gewöhnliche Fachwerkbalkenbinder mit 38,3 m Stützweite. Die Höhe von Schienenoberkante bis Dachbinderunterkante beträgt 13,7 m und das Maß von Binderunterkante bis zur Dachhaut in Hallenmitte 5,5 m. — Die Bahnsteige sind in dieser Halle unsymmetrisch zur Längsachse angelegt, und hierdurch ist auch die unsymmetrische Anordnung des Gerüstes bedingt.

Das Untersuchungsgerüst (Abb. 9) besteht aus einem in der Längsrichtung der Bahnhofshalle auf 8 Rädern fahrbaren Doppelportal von 6 m Breite und 17,3 m Stützweite mit einem 14,2 m ausladenden Kragarm und darüber einer Arbeitsbühne von 3 m Breite, welche zwischen je zwei Dachbindern um 4,2 m gehoben werden kann. Das Doppelportal trägt zwei seitliche, 1,4 m breite Bühnen; sie sind nach außen durch Geländer abgegrenzt. Die obere Arbeitsbühne stützt sich auf zwei Führungswände von 6,2 m Länge. Jede Führungswand wird an 6 feststehenden Rollen geführt: 2 an jeder Seite für die Längsführung und 2 in der Mitte für die Seitenführung; sie werden durch 2 Zugseile auf und ab bewegt. In dem Kragarm ist zur Bedienung des Hubmechanismus eine Windenbühne von 6 m Breite eingebaut. In der Mitte dieser Bühne steht die Handwinde mit 2 mit ihr gekuppelten Seiltrommeln, auf die je 2 Hubseile einer Längsseite auflaufen. Die Führungswand mit der größeren Belastung ist durch ein Gegengewicht ausbalanciert, um alle Hubseile gleichmäßiger zu belasten. Die Hubseile haben Nachspannvorrichtungen. Die Hebebühne stützt sich im Ruhezustande auf die Querwände des Doppelportals ab. Im hochgewundenen Zustande werden die beiden

Abb. 9.
Fahrbares Untersuchungsgerüst für die Südhalle des Schlesischen Bahnhofs.

Führungswände zur Entlastung der Hubseile durch Riegelbolzen gesichert. Vom mittleren Bahnsteig aus gelangt man mittels zweier Leitern zur Windenbühne, zu den beiden Seitenbühnen des Doppelportals und über ein gemeinsames Podest innerhalb des Doppelportals, das mit der Windenbühne in gleicher Höhe liegt, zu einer dritten Leiter, welche das Erreichen der Hebebühne auch im höchsten Zustande ermöglicht.

Der Bew gungsmechanismus wird von Hand betätigt und ist aus Abb. 9 zu ersehen.

Abb. 10. Binder und fahrbares Untersuchungsgerüst für die Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

Abb. 12.
Fahrbares Untersuchungsgerüst für die Halle des Anhalter Bahnhofs.

Abb. 11. Fahrschiene, in den Bahnsteig eingelassen.

B. Gerüst in der Halle des Bahnhofs Alexanderplatz.

Die Dachbinder dieser Halle sind Dreigelenkbogen ohne Zugband. Die Abmessungen sind oben bereits angegeben. Da der Innenraum der Halle bei dieser Dachform nicht durch Stahlteile gesperrt ist, wurde hier das fahrbare Untersuchungsgerüst nach Abb. 10 verwendet. Es besteht aus einem in der Längsrichtung fahrbaren Doppelportal von 8 m Breite und 11,5 m Stützweite, mit ausladenden Kragarmen von ~ 11,5 m Länge. Die Stützung erfolgt auf der Innenseite der Bahnsteige, die Ausbildung des Gerüstes konnte dadurch wesentlich vereinfacht werden.

Das Gerüst hat keine versenkbare Arbeitsbühne. Die Podeste gliedern sich in einen mittleren waagerechten Teil, zwei beiderseits anschließende Treppen und zwei doppelte Leitergänge mit aufklappbaren Konsolen. Die Konsole, die mit einer Riffelblechplatte abgedeckt und begehbar sind, dienen zur besseren Zugänglichkeit der Dachhaut und der Dachbinder. Wie bereits erwähnt, können sie heruntergeklappt werden, wenn das Verfahren des Gerüstes längs der Halle notwendig wird. Oberhalb der Konsole sind außerdem in dem Gerüst noch Arbeitsbühnen, die über die erwähnten Leitern erreichbar sind, angeordnet. Die Fahrschienen zu dem Gerüst sind ebenfalls in die Bahnsteige eingelassen und mit Riffelblech abgedeckt (Abb. 11). Die Nutzlast der Arbeitsbühne beträgt 150 kg/m².

Das Gerüst ist so gebaut, daß es, nachdem es zunächst auf den Bahnsteigen fahrbar verwendet wurde, jetzt nach geringfügigen baulichen Umänderungen auf Laufbahnen fahren kann, die seitlich an den Längswänden der Dachbinder befestigt sind, so daß die Stützen fortgenommen werden konnten.

C. Gerüst in der Halle des Anhalter Bahnhofs.

Das Untersuchungsgerüst ist symmetrisch längs und quer zur Halle und besteht aus dem fahrbaren, rahmenförmig ausgebildeten Unterteil von 22,7 m Stützweite und einem darin geführten hochziehbaren Bühnenträger mit zwei Kragarmen und aufgebauten Arbeitsbühnen (Abb. 12). Das Doppelportal besteht aus zwei Querwänden, die zugleich Trag- und Führungswände sind, und zwei räumlich vergitterten Riegeln von je 2,9 × 2,2 m Querschnitt in 12 m Höhe über dem Bahnsteig.

Jede Querwand stützt sich mit ihren Wandstielen *A* und *D* mittels Bolzen auf zwei Laufwagen in 8 m Abstand, während die Wandstiele *C* und *B* unten frei hängen und zwischen sich für den Personenverkehr einen Durchgang frei lassen.

In Riegelhöhe gabelt sich jede Querwand und ragt mit ihren höchsten Wandriegeln bis 18,6 m über den Bahnsteig. Die vier Wandstiele *A* bis *D* sind oberhalb und unterhalb der vergitterten Riegel gegen deren vertikale Riegelwände abgestrebt. Die unteren, nicht abgestrebten Stielenden sind biegungssteif ausgebildet.

In etwa 10,7 m Höhe über dem Bahnsteig sind die Wandstiele an den unteren gemeinsamen Horizontalverband der vergitterten Riegel angelehnt. Außerdem sind in 3,3 m Höhe über Bahnsteig die Stiele jeder Querwand durch einen Horizontalträger untereinander verbunden.

An den inneren Stielen *B* und *C* sind für den hochziehbaren Bühnenträger die Zahnstangen zur Hubbewegung und die Seitenführungen angebracht, während in 0,4 m Abstand von diesen die anstoßenden Wandriegel die Längsführung konsolartig halten.

Der Bühnenträger von 2,9 m Systemhöhe besteht aus zwei Gitterträgern mit ausladenden Kragarmen und Verlängerungen für die überhängenden Bühnen. Die Verlängerungen sind im Zusammenhang mit dem Geländer, den Geländerstielen und den Horizontalen gleichfalls Gitterträger. Diese und die Kragarme sind durch einen oberen und unteren Horizontalverband verbunden.

Die überhängenden Bühnenträger sind durch Horizontal- und Querverbände in jedem Felde miteinander verbunden.

Der Bühnenträger stützt sich auf zwei Führungsarme, die gegen die Kragträger abgestützt sind. Er trägt die portalartigen Unterstützungen der Arbeitsbühnen sowie in den beiden mittleren Feldern die Windenbühne. In der Mitte der Windenbühne steht die von Hand bediente Antriebwinde. Mit ihr gekuppelt ist rechts und links je eine Horizontal-

welle, welche mittels Kugelräder und anstoßender Vertikalwellen und nach Zwischenschaltung von je vier Vorgelegen auf den Zwischenbühnen der Führungsarme vier Antriebräder betreiben; diese kämmen in die vier feststehenden Zahnstangen an den Wandstielen *B* und *C* des Doppelportals.

Die Antriebräder und damit die Bühnenträger mit Winde werden an den Zahnstangen hochgewunden. Zur Entlastung des Windwerkes sind vier Gegengewichte an Seilen an den Führungsarmen, über die Gabelarme des Doppelportals geleitet, angehängt. Sie entlasten das Windwerk um mindestens 50 %.

An jeder Querwand des Doppelportals ist für den Aufstieg eine Leiter angebracht. Man gelangt vom Bahnsteig zuerst auf die Zwischenbühne der Führungsarme, um von dieser auf einer zweiten Leiter bis auf den Obergurt des Bühnenträgers hinaufzusteigen. Hier betritt man einen Laufsteg, der zur gemeinsamen Windenbühne in Trägermitte und in entgegengesetzter Richtung zu den Arbeitsbühnen führt. Bei hochgekurbeltem Bühnenträger können die Arbeitsbühnen auch von den Binderauflagern aus durch je eine angeschraubte Leiter bestiegen werden. Der Bühnenträger wird während des Hochkurbelns in jeder Höhe durch eine Lastdruckbremse gehalten. In den höchsten Stellungen werden die Führungsarme von Hand durch Riegelbolzen auf die vier Stiele *B* und *C* abgesetzt und damit das Windwerk ganz entlastet.

Die Müllverwertungsanstalt der Stadt Köln.

Von Dipl.-Ing. **Lor. Schmitz,** Köln.

Die Müllverbrennungs- und -verwertungsanstalt sowie die Müllumfüllstationen sind von der MUSAG (Müll- und Schlacken-Verwertungs A.-G.) Köln-Kalk, bzw. der Humboldt-Deutzmotoren-Aktiengesellschaft, früher Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk, in enger Zusammenarbeit mit dem Fuhrpark und dem Hochbauamt erbaut worden. Die Entwürfe der Gebäude stammen vom Hochbauamt, dessen Leiter Baurat Mertens für die bauliche Gestaltung und die Oberleitung verantwortlich war.

Das Baugrundstück befindet sich auf dem Gelände des neuausgebauten Rheinhafens in Köln-Niehl. Es umfaßt 75 000 m².

Die Gesamtanlage besteht aus mehreren Gebäuden. Die Lage der einzelnen Gebäude zueinander wurde einerseits durch die Reihenfolge der einzelnen Arbeitsvorgänge und ihre Abhängigkeit voneinander, anderseits durch die Forderung nach rationeller Durchführung der Umwandlungsprozesse bestimmt (Abb. 1 u. 2).

Abb. 1. Lageplan der Anlage.

Für alle Gebäude der Anlage waren die Abmessungen durch die Anordnung der Apparate gegeben. Es galt, die Stahlkonstruktion so zu gestalten, daß sie die Forderungen, die durch die Apparate an sie gestellt wurden, ebenso erfüllte, wie die Wünsche des Architekten. Welche Aufgaben sich daraus für den Stahlkonstrukteur ergaben, und wie sie bei den einzelnen Bauten zweckentsprechend gelöst wurden, soll in folgendem näher dargelegt werden.

Die Anfuhrhalle (Abb. 3 u. 4) bedeckt eine Grundfläche von etwa 32,9 × 30,4 m. Sie ist auf einem Tiefbunker errichtet. Die Forderung, daß die ganze Grundfläche der Halle frei von Stützen sein sollte, bedingte eine Konstruktion, wie sie Abb. 4 darstellt. Binder und Binderstützen sind als Zweigelenkbogen mit einer Spannweite von 32,1 m durchgebildet. Die Höhe bis zur Traufe ist 8,5 m. Der Bogen steht auf Stahlgußlagern, um einerseits einen möglichst kleinen Binderfuß zu erhalten und anderseits eine einwandfreie Gelenkwirkung zu erreichen (Abb. 5). Konstruktive Einzelheiten des Zweigelenkbogens sowie der Wandausbildung sind aus dieser Abbildung ebenfalls zu ersehen. Um eine einheitliche Ausbildung der Wände zu erreichen, sind sie von der Tragkonstruktion vollständig getrennt angeordnet. An einzelnen Stellen sind sie zur Übertragung der Wand- und Windlasten auf das Traggerippe mit diesem verbunden. Schmale Riegel und Stiele treten nur als Unterbrechung der Wand- und Glasflächen regelmäßig hervor. Diese Regelmäßigkeit in der Wandausbildung gibt ein architektonisch gut wirkendes Ganzes. In beiden Längswänden sind je fünf Tore für die Ein- und Ausfahrt der Großraumwagen angeordnet (Abb. 3 u. 6). Die großen Toröffnungen, aus Eisenbeton hergestellt, sind weit vorgebaut, um den ankommenden Wagen als Wegweiser zu dienen. Die Tore selbst sind versenkbar und werden mechanisch bewegt, ebenso die Verschlüsse des Tiefbunkers im Boden der Anfuhrhalle. Die Schalttafel, von der aus Tore und Bunkerverschlüsse bedient werden, ist an der Zwischenwand (Abb. 6) erhöht angeordnet worden, um von hier aus auch bei geschlossenen Toren draußen wartende Autozüge zu bemerken. Auf der Abb. 6 sind sowohl Teile der Tragkonstruktion als auch Wand- und Dachausbildung zu sehen. Dach und Wände sind so ausgebildet, daß an alle Stellen der Halle die nötige Lichtmenge fällt. Die gesamte Lichteinfallfläche der Anfuhrhalle beträgt etwa 570 m². Das sind 60 % der Gebäudegrundfläche. Wie Abb. 6 zeigt, kann diese Belichtung als günstig bezeichnet werden.

Abb. 2. Gesamtansicht der Anlage.

In den Seitenwänden der Laterne befinden sich in je zwei Reihen feststehende Jalousien. Durch diese entsteht ein natürlicher Luftzug, der die geringen, beim Entladen der Lastwagen entstehenden Staubmengen schnell ins Freie befördert.

Die seitlich der Toröffnungen liegenden Wandteile sind innerhalb der Halle mit Blendsteinen verkleidet, während der Hallenboden mit mattglänzenden Platten belegt ist, wodurch ein schnelles und gründliches Reinigen ermöglicht wird.

In dem Raum zwischen Anfuhrhalle und Sieberei, durch den die Zubringerbecherwerke für die Sieberei gehen, sind die Reparaturwerkstätten für die ganze Anlage untergebracht. Rein äußerlich betrachtet, ist die Ausbildung dieses Hallenteiles dieselbe wie bei der Anfuhrhalle. Im Innern des Gebäudes sind jedoch Stützen angeordnet, die bis zum Dach gehen und die Pfettenunterzüge, die aus Walzträgern bestehen, tragen. In den verschiedenen Höhen liegen Bühnen, auf denen, durch Stahlfachwerkwände abgetrennt, die einzelnen Werkstätten untergebracht sind. Die Unterzüge der Bühnen sind in den Stützen eingespannt und bilden somit Rahmen, die die Windlasten aufnehmen. Dieser Teil des Gebäudes ist wie die Anfuhrhalle mit Stegzementdielen abgedeckt, auf die gesandete Pappe verlegt ist.

Die gesamte Lichteinfallfläche beträgt bei 12,0 × 32,9 m Grundfläche etwa 250 m² gleich 60 % der überbauten Fläche.

Abb. 5. Konstruktive Einzelheiten der Hallen-Binder.

Abb. 4. Querschnitt durch die Anfuhrhalle.

Abb. 3. Längsschnitt durch Anfuhrhalle und Sieberei.

Die **Sieberei** (Abb. 3 u. 7) mit einer Grundfläche von 12,4 × 32,9 m ist mit Rücksicht auf die Anordnung der Apparate höher ausgebildet als die Anfuhrhalle. Bühnen in den verschiedenen Höhen tragen die einzelnen Maschinen und dienen gleichzeitig zu deren Wartung.

Bei diesem Gebäude handelt es sich um eine typische Stahlskelettkonstruktion von Stützen und Trägerlagen. Es entfällt hier auf je 32 m² Grundfläche eine Stütze, was für die Deckenträger und Unterzüge große Spannweiten bedeutet. Diese großen Spannweiten waren jedoch mit Rücksicht auf die Aufstellung der Apparate erforderlich.

Aus den Abb. 3 u. 7 erkennt man die in den einzelnen Bühnen angeordneten Unterzüge und Trägerlagen sowie die Massivdecken, die in Verbindung mit den durch die Stützen gesteckten Unterzügen zur Aussteifung des Gebäudes dienen. Zum andern und größten Teil wird die Aussteifung durch Verbände erreicht, die unter den Bühnen liegen. Die Anordnung der Verbände war nötig, um die durch die Maschinen stoßweise auftretenden Horizontalkräfte aufzunehmen und auf die Stützen an den Umfassungswänden zu übertragen, da sie nur dort durch Windverbände in die Fundamente geleitet werden können. Es sind allerdings auch zwischen den Stützen, die die Siebe tragen, Verbände angeordnet, um die aus den Sieben resultierenden Horizontalkräfte sofort in die Fundamente zu bringen. Sämtliche Stützen gehen bis zum Dach durch und tragen die Pfettenunterzüge. Den Anschluß nach oben bildet ein Pultdach, das aus Stegzementdielen besteht und mit einer gesandeten Papplage belegt ist.

Abbb. 6. Innenansicht der Anfuhrhalle.

Die Umfassungswände sind auch hier vor die Tragkonstruktion gesetzt und mit dieser nur zur Übertragung der Wand- und Windlasten verbunden. Durch die Bühnen in verschiedenen Höhen war eine Unterteilung der Lichtflächen in den Wänden erforderlich. Die einzelnen Streifen sind als Lichtbandflächen ausgeführt, von denen sich einige scheibenweise um die senkrechte Achse drehen lassen, um eine gute Entlüftung des Gebäudes zu erreichen. Die direkte Belichtung erfolgt durch 320 m² Lichtfläche, was 25 % der bebauten Fläche ausmacht.

Das Gebäude ist, wie Abb. 3 zeigt, auf einem Keller aus Beton errichtet, der die Bandantriebe und Bandköpfe des Feinmüll- und Altmaterialienbandes aufnimmt. Beide führen unterirdisch das eine zur Sinterei und das andere zur Altmaterialienverladung. Ein Teil dieses Kellers bildet die Becherwerkgrube der Grobmüllbecherwerke, die ins Kesselhaus führen.

Das **Kesselhaus** mit einer Grundfläche von 38,0 × 31,8 m zerfällt in den Bunkerraum mit 9,4 × 38,0 und in den Kesselraum mit 22,4 × 38,0 m Grundfläche (Abb. 8). Im Bunkerraum sind drei Bunker angeordnet, von denen jeder etwa 350 m³ Grobmüll faßt. Vor jedem Bunker steht im Kesselraum ein Kessel mit 400 m² Heizfläche und 14 atü Betriebsdruck für 330 ° C. Das Grobmüll wird durch die beiden Grobmüll-Becherwerke aus der Sieberei auf die Verteilungsbühne (+ 26,7 m) des Bunkerraumes gebracht. Die auf dieser Bühne angeordnete Markusrinne bringt das Müll zu den drei Grobmüllbunkern. Die Böden der Bunker sind wegen der Sperrigkeit des Materials als Aufgabeschuhe ausgebildet, d. h. sie sind beweglich auf Profilträgern gelagert. Vom Bunker fällt das Grobmüll in den Kessel und wird dort je nach Zusammensetzung mit einem Zusatz von Kohlenstaub zum Heizen verwandt.

← Zur Altmaterial-Verladung Abb. 7. Querschnitt durch die Sieberei. Zur Sinterei →

Abb. 8. Schnitt durch das Kesselhaus.

Durch die Forderung, daß das Kesselhaus, wenn nötig, erweitert werden soll, ergab sich die Art der Konstruktion und die Aufnahme der Windlasten auf Längs- und Giebelwände. Die Belichtungs- und Entlüftungsfrage war ebenso mitbestimmend für die Ausbildung des Gebäudes. Diese Punkte und nicht zuletzt architektonische Forderungen bestimmten die Tragkonstruktion.

Abb. 11. Innenansicht des Kesselhauses.

Das Tragwerk ist aus vollwandigen Rahmen gebildet, die im Abstand von 5,0 bzw. 7,5 m im Bunkerraum angeordnet sind. Bühnen-, Dach- und Bunkerlasten sowie die Windlasten der Längswände werden durch diese Rahmen auf die Fundamente übertragen. Zur Übertragung der Windlasten

Abb. 10. Rahmen im Bunkerraum.

Abb. 9. Aussteifungen der Kesselhaus-Giebelwand.

der Längswand hinter den Kesseln auf die Rahmentragwerke dienen Stützen aus Gitterwerk (Abb. 8). Diese bringen die Windlasten zum Teil in das Fundament und zum anderen Teil durch die Binderuntergurte in die Vollwandrahmen im Bunkerraum. Die Windlasten auf die Giebelwände werden ebenfalls durch Gitterstützen (Abb. 9) aufgenommen, die im Abstand von etwa 7,2 m innerhalb der Wand angeordnet sind. Diese Windstiele sind an der südlichen Giebelwand, da eine Verlängerung des Kesselhauses über diese Wand hinaus vorgesehen ist, auf die Stützen der Heizerstandbühnen aufgesetzt, damit diese bei Verlängerung stehenbleiben können. Die Gitterstützen übertragen den Winddruck auf einen Windverband in der Dachebene, und von diesem werden sie durch die in der Längsrichtung des Kesselhauses angeordneten Vollwandportale in die Fundamente abgeleitet. Die konstruktive Durchbildung der Vollwandrahmen ist in Abb. 9 bis 11 dargestellt. Die Rahmen sind aus architektonischen Gründen mit scharfumrissenen Ecken ausgebildet, so daß eine weitestgehende Ausnutzung des lichten umbauten Raumes gewährleistet ist. Durch die Lagerung des Bunkeraufgabeschuhes auf dem Riegel des obersten Rahmens hat dieser die in Abb. 10 dargestellte dreieckige Form erhalten. Dies war nötig, weil Aufstelzungen für diese Verlagerung auf einem parallel verlaufenden Rahmen unkonstruktiv waren, da bedeutende Schubkräfte aufzunehmen sind.

Die schwere Heizerstandbühne + 3,2 m bedingte die Ausbildung des unteren dreihüftigen Rahmens, da bei einem Verhältnis von Höhe zu Breite von 1 : 3 der untere Rahmen als zweihüftig zu schwere Abmessungen erhalten hätte. Aus architektonischen Gründen, sowie aus Gründen der Gewichtsersparnis war diese Lösung erforderlich.

Das Kesselhaus steht auf Einzelfundamenten, von denen die der Mittelreihe etwa 350 t Auflast zu übertragen haben. Die drei Stiele eines unteren Rahmens übertragen zusammen etwa 550 t vertikale Last und einen Horizontalschub von etwa 18,5 t. Aus diesen Zahlen erklärt sich die wuchtige Ausbildung der Rahmentragwerke.

Abb. 12. Außenansicht des Maschinen- und Kesselhauses.

Die Wände des Kesselhauses sind wie bei den anderen Gebäuden von der Tragkonstruktion getrennt, was in architektonischer Hinsicht gerade beim Kesselhaus bedeutende Vorteile bietet. Eine Unterbrechung der Wandflächen durch die schweren Rahmen der Tragkonstruktion hätte hier architektonisch schlecht wirkende Wandflächen ergeben. Die Riegel und Stiele der Wände konnten auch hier verhältnismäßig leicht ausgebildet werden. Die Aufnahme der Wandlasten oberhalb der Lichtbandflächen erfolgt durch hinter den Riegeln angeordnete ⊏-Profile, die von außen nicht sichtbar sind, so daß auch durch diese die Regelmäßigkeit der Wände keine Unterbrechung erleidet. Die in den Längswänden (Abb. 12) und in der einen Giebelwand angeordneten Lichtflächen betragen zusammen 1050 m², das sind etwa 90% der Gebäudegrundfläche. Nach Fertigstellung und Inbetriebnahme des Kesselhauses hat sich diese Belichtung als günstig erwiesen (Abb. 11). Die Lichtflächen bestehen aus Lichtbandstreifen, die bei der Giebelwand aus architektonischen und lichttechnischen Gründen zu einer Fläche zusammengefaßt, bei den Längswänden dagegen in einzelnen Streifen über die ganze Wand verteilt sind. Auch hier sind zur Entlüftung des Kesselhauses einige Lichtbandstreifen in den Längswänden scheibenweise um die vertikale Achse drehbar angeordnet (Abb. 12).

Das Maschinenhaus, das nördlich an das Kesselhaus anschließt, ist in Eisenbeton errichtet. Schmale hochgezogene Fenster in den Giebelwänden nehmen dem breiten, wuchtigen Bau die auf ihm lastende Schwere.

In der an das Kesselhaus anschließenden Schlackenaufbereitung wird die Kesselschlacke gewaschen, zerkleinert und von schädlichen Bestandteilen befreit. Die dazu nötigen Apparate sind auf verschiedenen Bühnen so angeordnet, daß die aufzubereitende Schlacke mit möglichst wenig Transportmitteln zu den einzelnen Apparaten gebracht wird.

Schlackenbrecher, Setzmaschinen und Magnetausscheider sind zur Aufbereitung der Schlacke in den Arbeitsvorgang eingeschaltet. Diese Apparate stehen in zwei Gebäuden von zusammen 230 m² Grundfläche, die durch eine Stahlfachwerkwand voneinander getrennt sind, um die beiden Arbeitsvorgänge (Zerkleinerung und Waschen) auch räumlich zu scheiden. Es liegen hier typische Zweckbauten vor, in denen die Bühnen für die Aufstellung der Apparate nur soweit abgedeckt sind, als dies für die Bedienung und Wartung der Maschinen nötig ist. Aus der Verschiedenheit der Gebäudequerschnitte und Bühnen ist dies deutlich zu erkennen. (Schluß folgt.)

Verschiedenes.

Ergänzung. Zu dem im Heft 22 dieser Zeitschrift erschienenen Aufsatz über das Stahlskelett des Columbushauses am Potsdamer Platz in Berlin ist noch nachzutragen, daß von Beginn der Planung bis zur Vergabe der Arbeiten an die Stahlbauanstalten die ingenieurmäßigen Arbeiten von der Arbeitsgemeinschaft M. Salomonsen - Franz Domany, Berlin, ausgeführt worden sind. Den genannten Herren lag auch die Prüfung der Zeichnungen für das Stahlskelett ob.

Höhlig, Lichtbildnerei, Berlin.

Bei dieser Gelegenheit sei noch eine Abbildung beigefügt, die einen Blick auf die Stahlkonstruktion des Gebäudes nach Beendigung der Montage vermittelt und auch aus den eingetragenen Daten

1. Kellergeschoß	6. 8.	5. Obergeschoß	17. 9.
Erdgeschoß	13. 8.	6. „	24. 9.
1. Obergeschoß	20. 8.	7. „	1. 10.
2. „	27. 8.	8. „	8. 10.
3. „	3. 9.	Dachgeschoß	15. 10.
4. „	10. 9.		

die überaus gleichmäßigen und kurzen Fertigstellungszeiten für die einzelnen Geschosse erkennen läßt. A. Bock, Berlin.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang — BERLIN, 24. Dezember 1931 — Heft 26

Aus der Praxis des Stahlskelettbaues.

Von Dr.-Ing. C. Scharnow, Sterkrade.

Die Stahlskelettbauweise ist grundsätzlich betrachtet keine neue Bauweise. Sie begann mit der Verwendung von einzelnen Trägern zur Abdeckung von größeren Räumen und Öffnungen und einzelnen Stützen zur Übertragung größerer Lasten in kleinem Querschnitt. Sie fand zunächst ihr Anwendungsgebiet im Bau von Lagerhäusern, Fabriken, Geschäfts- und Bürogebäuden. In den letzten Jahren gewinnt sie neben ihrem alten Anwendungsgebiet auch hauptsächlich im mehrgeschossigen Wohnungsbau durch ihre vielfachen Vorteile an Boden und zwingt Architekt und Baufirma, sich auf diese Bauweise einzustellen. Ganz besonders wirtschaftliche Stahlskelettbauten erzielt der Architekt, wenn die Außen- und Innenstützen möglichst in einer gemeinsamen Ebene liegen, die Stützen von oben bis zum Fundament ohne Abfangträger und Unterzüge durchgehen, wenn die Stützenentfernungen und Trägerteilungen möglichst gleich werden und alle Einzelheiten, auch Kanalisation, Leitungen, Heizungen usw., bereits vor Inangriffnahme des Baues festliegen.

Die Erfüllung dieser oft aufgestellten Bedingungen führt zum geringsten Stahlaufwand, verkürzt die Bauzeit, vereinfacht Werkstatt- und Aufbauarbeit und verbilligt die Ausbaukosten.

Wie im Stahlbau jede Bohrung und jede Schraube für den Anschluß einer Rinne, eines Geländerpfostens oder eines Beleuchtungskörpers vor der Bearbeitung des Stahls in der Werkstatt zeichnerisch festgelegt wird, so sollte auch im Hochbau der alte Brauch endgültig überwunden sein, erst nach Fertigstellung des Rohbaues die Öffnungen für Heizung, Beleuchtung und andere Anlagen einzustemmen.

Abb. 1. Stahlskelettbau Garau, Kissingen.

Die Baufirma muß bei der Herstellung der Wände, Decken, Treppen, Kamine und anderer Ausbauarbeiten, ganz abgesehen von der Ersparnis an Baustoffen, den Arbeitsaufwand und den Aufwand an Schalung und Rüstung durch geschickte Ausnutzung des Stahlskeletts für ihre Zwecke herabmindern, so daß die Einheitspreise im Vergleich zur Massivbauweise gesenkt werden können. Im Wohnungsbau betragen die Kosten des Stahlskeletts etwa 10 bis 15 %, die Ausbaukosten also 85 bis 90 % der Gesamtkosten. Aus diesen Zahlen erkennt man, daß durch gründliche Vorbereitung und geschickte Durchführung der Ausbauarbeiten die Hauptersparnisse zu erzielen sind.

Daß der Stahlskelettbau auch schon bei vier Geschossen billiger wird als der Massivbau, hat ein lehrreicher Versuch ergeben, den der Architekt Passauer bei einem Siedlungsbau in Köln angestellt hat. Dort wurden an der gleichen Straße zwei Baublocks in gleicher Ausstattung mit genau gleichen Wohnraumgrößen erbaut, der eine als Stahlskelettbau, der andere massiv. Der Versuch hatte folgendes Ergebnis:

	Massivbau	Stahlskelettbau
1. Umbauter Raum	7450 m³	7120 m³
2. Baukosten je Wohnraum ohne Grundstück- und Nebenkosten	1608,70 RM	1508,90 RM
3. Monatsmiete für einen Wohnraum	10,85 RM	9,94 RM
4. Bauzeit	7 1/2 Monate	5 2/3 Monate.

Also kann die Miete für den gleichen Wohnraum im Stahlskelettbau um rd. 8 % niedriger angesetzt werden als im Massivbau.

Da im Wohnungsbau viel weitergehende Anforderungen an die Ausbaustoffe gestellt werden als auf den bisherigen Anwendungsgebieten des Stahlskelettbaues — man braucht nur an die Wärme- und Schallisolierung zu denken — und da weiter die Ausbauarbeiten den Hauptanteil der Baukosten beanspruchen, so ist die richtige Auswahl der Ausbaustoffe eine sehr wichtige Frage, die entscheidend ist für die Fortentwicklung des Stahlskelettwohnungsbaues. An Hand der vielen Ausführungen läßt sich schon heute ein gewisser Überblick gewinnen über das, was zweckmäßig und wirtschaftlich ist.

Abwegig ist der Versuch, für Decken und Wandfüllstoffe allgemein gültige Ausführungsformen festlegen zu wollen. Örtliche Preise der Baustoffe, Kiesvorkommen, Frachten, Jahreszeit, Baugewohnheiten des ortsansässigen Arbeiterstammes und Wohngewohnheiten werden die Ausbauarbeiten beeinflussen. Während in der Nähe des Andernacher Beckens Bimsbeton das gegebene Ausfachungsmaterial ist, wird man in anderen Gegenden besser den Hohlziegel verwenden. Auch sind die klimatischen Verhältnisse im Deutschen Reich schon so verschieden, daß z. B. eine Wandstärke, die im Rheinland als Kälteschutz ausreichend ist, im Osten nicht mehr genügt. Man kann oft den Einwand hören, daß die dicken Außenwände der Massivbauweise als Wärmespeicher wirken, und daß dadurch die Räume nicht zu schnell abkühlen. Dabei kann man sich doch keinen unwirtschaftlicheren Wärmespeicher vorstellen als eine Außenwand, die etwa die Hälfte der aufgespeicherten Wärme nach außen abgibt. Wenn ein solcher Speicher erforderlich ist, gehört er in das Innere des Hauses und muß in die Heizung eingebaut werden.

Drahtgewebe als Putzträger — innen — Bimsbeton-Hohlblocksteine — 2 cm Kalkmörtelputz mit Gipszusatz — Stauß-Ziegelgewebe — Ausmauerung mit rhein. Schwemmsteinen — 3 cm Isolierung mit imprägnierten Korksteinplatten. — 2 cm Terra Nova Fassadenputz

Abb. 2. Wandausbildung des Stahlskelettbaues Garau in Kissingen.

Keinesfalls sollte man die Wandstärken übertreiben. Wir kennen kaum andere als $1^1/_2$ Stein starke Außenwände, während das im Verhältnis zu uns reiche Amerika die Wohnungen viel leichter baut, vielleicht in der richtigen Erwägung, daß in dieser schnellebigen Zeit nicht für alle Ewigkeit gebaut werden sollte. Man soll sich auch nicht blenden lassen durch theoretische Wärmedurchgangszahlen und daraus errechnete Ersparnisse an Heizungskosten. Die heute vom Architekten zum Einlaß von Licht und Luft angeordneten großen Fensterflächen werfen alle theoretischen Wärmedurchgangszahlen über den Haufen, wobei Undichtigkeiten an Tür- und Fensteranschlägen tüchtig mithelfen.

Daß man bei Wahl stärker isolierender Baustoffe auch mit geringeren Wandstärken auskommt, dafür sei ein kleiner Stahlskelettbau in Kissingen erwähnt (Abb. 1). Die Lage in der Stadt und der kleine zur Verfügung stehende Bauplatz zwangen dazu, die Wandstärke auf das geringst zulässige Maß zu beschränken. Die statische Berechnung erforderte im untersten Geschoß Stützen aus][14, deren Abmessungen sich nicht unterschreiten ließen. Für die Ausmauerung wurden demnach Bimsbeton - Hohlblocksteine von 17 cm Stärke verwendet. Die Stahlsäulen stehen 3 cm hinter der Außenflucht des Mauerwerks zurück und wurden außen mit 3 cm starken, imprägnierten Korkplatten bekleidet. Beiderseits wurde auf das Mauerwerk ein 2 cm starker Putz aufgebracht. Um Risse zu vermeiden, wurden die Stützen an der Außenfront mit Ziegeldrahtgewebe, an der Innenseite mit einfachem Drahtgewebe überspannt (Abb. 2). Der Außenputz besteht aus Terranova-Bewurf, der Innenputz aus gewöhnlichem Kalkmörtel mit Gipszusatz. Der Bau wurde im Winter 1929 errichtet. Obwohl die Außenwände mit beiderseitigem Putz nur 21 cm stark sind, haben sich bei dem vierstöckigen Gebäude keine Nachteile, wie Wärmeverlust, Schall, Durchschlagen von Feuchtigkeit oder anderes, gezeigt. Das Gebäude läßt sich durch eine Sammelheizung mit dem üblichen Brennstoffverbrauch gut heizen. Beim Überspannen von Stahlteilen mit Maschendraht oder anderen Geweben ist stets darauf zu achten, daß das Gewebe beiderseits genügend weit über den Stahlträger hinaus auf das Mauerwerk oder die Massivdecke reicht. Wird das Gewebe nur um den Stahlträger herumgewickelt, so sind Risse unvermeidlich. Ebenso notwendig ist es, daß das Gewebe nicht auf dem Stahlträger aufliegt, damit es in den Putz einbindet.

Abb. 3. Stahlskelettwohnungsbau Becker, Köln.

Abb. 4. Wandausbildung des Stahlskelettwohnungsbaues Becker, Köln.

Bei dem gegen Anfang dieses Jahres von der Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft, Oberhausen (Rhld.) in Köln ausgeführten Stahlskelettbau Becker (Abb. 3) — Architekt Denokat, Köln — wurden die Seitenwände ebenfalls mit Bimsbeton-Hohlblocksteinen von 25 cm Stärke ausgemauert. Die Hohlblocksteine wurden maßgerecht nach den Stahlbauzeichnungen von der Firma Remy, Neuwied, fabrikmäßig hergestellt. Die Treppenhauswände bestehen aus $^1/_2$ Stein starkem Ziegelmauerwerk zwischen Stahlfachwerk. Sämtliche Außenwände, Treppenhauswände und Wohnungstrennwände haben als weitere Isolierung eine 2,5 cm starke Heraklithverkleidung auf der Innenseite und einen beiderseitigen Verputz. Die Zwischenwände sind aus 10 cm starken Schwemmsteinen hergestellt. Zur Verkürzung der Bauzeit sollte die Ausmauerung in allen Geschossen gleichzeitig beginnen können; daher mußten die Unterzüge und Stützen, die in diesen Wänden liegen, für die Aufnahme der Wandlasten bemessen werden. In solchen Fällen erweisen sich die Bimsbeton-Hohlblocksteine mit dem geringen spezifischen Gewicht von 0,75 als besonders zweckmäßig. Für die Brand- und Giebelwände, die auch die Windkräfte aufzunehmen haben, ist satte Aufmauerung von unten herauf vorgesehen, so daß die in ihnen liegenden Träger keine Wandlasten aufzunehmen haben, sondern nur für die Deckenlasten zu bemessen sind. Die Forderung, daß die Stützen, die in solchen massiven Wänden liegen, für die Aufnahme der Wandlasten zu bemessen sind, ist zu weitgehend. Die Berliner Baupolizei läßt nach vorliegenden Vorschriften in Massivbauten Giebelmauern ohne Balkenlast bis zu vier Geschossen mit einer Stärke von 25 cm zu. Wenn in Massivbauten derartige Mauern bis zu vier Geschossen sich selbst tragen, so ist nicht einzusehen, daß durch den Einbau von Stahlstützen ihre Tragfähigkeit herabgemindert sein soll. Die Forderung, daß solche Wände von den Stützen getragen werden müssen, sollte auf $^1/_2$ Stein starke Wände über mehr als vier Geschosse und auf Wände aus weniger festem Material beschränkt werden. Selbstverständlich ist darauf zu achten, daß Wände, die sich selbst tragen, auch ausreichende Fundamente erhalten.

Als Stützenquerschnitt in den Außenwänden ergab sich hier aus statischen Gründen das Breitflanschprofil 18. Die Ausbildung der Wand um die Stütze herum zeigt Abb. 4. Die Unterzüge in den Wänden liegen auf Mitte Stütze. Um die Ausmauerung in allen Geschossen gleichzeitig zu ermöglichen, wurden die Deckenträger so weit über die Unterzüge vorgekragt, daß sie bis 6 cm, von der Außenkante der Wand gerechnet, in das Mauerwerk hineinragen. Bei Bauten von geringerer Höhe hat man auch die Wände aus Leichtsteinen vor das Stahlskelett gesetzt und mit diesem verankert, so daß das Stahlskelett durch die Wände nicht belastet wird. Es bleibt abzuwarten, wie sich diese Ausführung bewähren wird.

Abb. 5. Geschweißter Stützenfuß.

Die Stützen werden bei den im Stahlskelettbau üblichen Knicklängen von 3 bis 3,5 m am zweckmäßigsten aus Breitflanschprofilen ausgeführt, weil dieses Profil den geringsten Arbeitsaufwand erfordert und am einfachsten auszumauern und zu verputzen ist. Wenn diese Träger mit der Kaltsäge abgelängt werden, so genügt es, als Fußplatte ein einfaches Blech von genügender Stärke mittels Heftschweißung zu befestigen, da ja die Druckübertragung durch die satte Berührung der sauber gesägten Fläche gesichert ist. Ergeben bei größeren Stützenlasten die Biegungsspannungen in den Fußblechen zu große Blechstärken, so wird man durch angeschweißte Rippen den Druck verteilen (Abb. 5). Bei Bauten mit mehreren Geschossen wird man die Stützen absetzen und die Stützenstöße im Werk schweißen, wenn es die Baulänge und die Transportverhältnisse irgendwie zulassen, da außen aufgelegte genietete oder geschraubte Stoßlaschen unnötige Verputzarbeiten erfordern (Abb. 6). Wenn man auch in den Stößen bei Kaltsägeschnitten auf unmittelbare Kraftübertragung durch Berührung rechnen kann, so muß doch mit Rücksicht auf die in der Stütze auftretenden Biegungsmomente beim Versand oder durch Wind eine vollwertige Verbindung der Stoßstelle hergestellt werden. Dem Anschluß von dünnen Zwischenwänden an die glatten Außenflansche der Breitflanschträger ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Es empfiehlt sich, einige Löcher von 11 bis 14 mm in die Flansche zu bohren und dünne Rundeisen einzulegen

Abb. 6. Geschweißte Stützenstöße.

und auszumauern, damit später zwischen Wand und Stütze keine Risse entstehen können. Noch besser ist es, Stahlklammern einzulegen, die um die Flansche herumgreifen. Diese Klammern haben den Vorteil, daß sie jeweils in die Mauerfuge gelegt werden können, während man bei vorher gebohrten Löchern nicht ohne weiteres die Mauerfuge trifft. Stützen aus ⊐⊏-Profilen mit Zwischenraum haben zwar ein etwas geringeres Gewicht, verteuern aber die Werkarbeit, die Ausmauerung und den Verputz, können unter Umständen die Anschlüsse der Zwischenwände erleichtern und sind in besonderen Fällen nicht zu vermeiden, wenn auskragende oder durchlaufende Träger hindurchgezogen werden müssen. Läßt man den Zwischenraum offen, so bietet dieser einen guten Platz zum Verlegen von Leitungen. (Feuersicherheitstechnische Gründe sprechen oft dagegen. Die Schriftleitung.)

Abb. 7. Deckenausbildung beim Stahlskelettwohnungsbau Becker, Köln.

Abb. 8. Wandausbildung des Bahnhofshotels, Oberhausen.

Abb. 11. Hourdisdecken der Pariser Stahlskelettbauten.

Es ist vielfach üblich, die Deckenträger in Entfernungen von 3 bis 4 m zu legen und dazwischen Steineisendecken zu spannen. Wirtschaftich ist diese Ausführung bei den geringen Spannweiten und Nutzlasten der Wohnungsbauten selten. Wenn auch das Gewicht des Stahlskeletts durch die Verminderung der Zahl der Deckenträger verringert wird, so verteuert sich doch die Gesamtausführung durch die notwendig werdende Schalung für die Decken und den dadurch bedingten höheren Deckenpreis. Die billigste Lösung ergibt sich, wenn die einzelnen Deckenstücke ohne Schalung fertig zwischen die Träger eingeschoben werden. Bei dem vorgenannten Stahlskelettbau in Köln wurden Stegdielen aus Bimsbeton nach Abb. 7 zwischen die Deckenträger gelegt und mit Bimskies aufgefüllt. Die Träger müssen hierbei zum Schutz gegen Rosten ummantelt werden. Vergleichsrechnungen ergaben, daß ein Trägerabstand von 1 bis 1,2 m einen Mehraufwand von 1 bis 1,5 RM je m² Decke an Stahl erfordert gegenüber einem Trägerabstand von 2,5 bis 3 m. Berücksichtigt man weiter, daß Decken nach Abb. 7 ein sehr geringes Gewicht und eine sehr geringe Bauhöhe haben und bei günstiger Frachtlage bereits zu einem Preise von etwa 7 RM einschließlich Verputz und Linoleumestrich hergestellt werden können, daß weiter alle Stützen, Schalungen und deren Steifen fortfallen, man also während der ganzen Bauzeit den freien Raum des Geschosses ohne Schalungssteifen zur Verfügung hat, so erkennt man, in welcher Richtung die wirtschaftlichste Lösung zu suchen ist. Ein weiterer Vorteil dieser aus fertigen Bauteilen hergestellten Decken besteht darin, daß sie auch bei Frost verlegt werden können. Das erwies sich bei dem oben erwähnten Kölner Neubau als besonders vorteilhaft, da seine Ausführung in den Monaten Januar und Februar 1931, also in der Hauptfrostzeit erfolgte, in der ein anderer Bau stillgelegen hätte. Jedoch müssen die Platten vor dem Einbau gut ausgetrocknet und abgebunden sein. Trotz der geringen Bauhöhe der Decke ergibt die Zwischenschicht von eingestampftem losen Bimskies eine vorzügliche Schallisolierung, und das Verlegen der Leitungen vor Einbringen des Bimskieses ist einfach und billig.

In ähnlicher Weise ist von der G. H. H. ein weiterer Stahlskelettbau in Oberhausen — Architekt Schmeisser, Oberhausen — ausgeführt worden. Die Wände sind hier ebenfalls mit Bimsbeton-Hohlblocksteinen ausgemauert, die aber nur eine Stärke von 20 cm haben. Die Außenstützen mußten mit Rücksicht auf die dünnen Außenwände sehr schlank gehalten werden. Sie bestehen aus Breitflanschträgern 14, die im Erdgeschoß durch aufgenietete Platten verstärkt sind. Auf die 20 cm starken Hohlblocksteine kam innen und außen je 2 cm Putz, weiter wurde die Wand nach der Straßenfront zu mit 8 cm starken Tuffsteinen und nach der Rückfront mit $2^1/_2$ cm starken Spaltklinkern verkleidet. Die Tuffsteine wurden mit eingemauerten Stahldollen befestigt. Der Querschnitt durch die Wände ist in Abb. 8 dargestellt. Die Ausführung der Decken erfolgte in der gleichen Weise wie bei dem Kölner Stahlskelettbau. Abb. 9 gibt ein Gesamtbild des Baues.

Abb. 9. Bahnhofshotel, Oberhausen; Stahlskelettbau.

Abb. 10. Stahlskelett-Wohnungsblock in Berlin-Treptow.

Wenn es auch künstliche Bimsbaustoffe (Hüttenbims und ähnliches) gibt, so muß man doch zunächst noch mit der Tatsache rechnen, daß die Bimsfabrikate in großer Entfernung vom Andernacher Becken noch zu teuer sind. Deshalb wurden bei einem großen Stahlskelett-Wohnungsbau in Berlin 10 cm starke eisenbewehrte Decken verwendet mit einer Trägerentfernung von etwa 2,5 m. Abb. 10 zeigt diesen Stahlskelettbau, der in zwei Bauabschnitten insgesamt 75 000 m³ umbauten Raum umfaßt, in der Aufstellung. Die Aufstellung eines kleinen Vierecks erfolgte durch einen Standmast in Geländehöhe. Nachdem ein Stützenviereck aufgestellt und allseitig durch Verbände gesichert war, wurden oben zwei Schwenkmaste aufgesetzt, die jetzt von oben aus nach beiden Seiten hin weiter vorbauten.

An Stelle der Bimsbeton-Hohlsteinplatten wurden bei zwei in Paris ausgeführten Stahlskelettbauten in den Decken sogenannte Hourdissteine verwendet; diese gebrannten Tonhohlsteine werden in Deutschland von der deutschen Hourdisfabrik in Baden-Oos angefertigt. Sie können in einer Länge von 50 bis 100 cm geliefert werden, ihre Stärke beträgt 6 bis 10 cm, das Eigengewicht zwischen 40 und 62 kg/m². Sie können Lasten bis zu 1500 kg/m² mit ausreichender Sicherheit aufnehmen, und die mit ihnen ausgeführten Decken werden sehr leicht. Zwei Ausführungsarten zeigt Abb. 11. Der Putz haftet an diesen Hourdisplatten nicht so gut wie an den Bimsbetonplatten, auf die sich der Deckenputz unmittelbar aufbringen läßt. Diese Platten werden an der Auflagerstelle über dem Trägerflansch so ausgeklinkt, daß sie etwa 10 mm über Trägerunterkante vorstehen. Der Raum unter dem Trägerflansch wird mit Kalkmörtel mit Zusatz von Kuhhaaren ausgefüllt, darunter wird ein möglichst elastischer Putzträger geklebt oder genagelt, der nach beiden Seiten mindestens 20 cm übersteht, und dann der Putz aufgebracht. Die Vor-

Abb. 12. Treppenkonstruktion mit Wangen aus Winkelprofilen.

Abb. 13. Treppenkonstruktion mit Wangen aus Eisenbetonplatten.

teile dieser eingeschobenen Decken — ihre Preiswürdigkeit, Unabhängigkeit von der Witterung, Schallsicherheit und fabrikmäßige Herstellung — liegen auf der Hand. Zu gering sind bis heute noch ihre Spannweiten, da sie einen verhältnismäßig großen Aufwand an Stahl erfordern. Es müßte ein Deckenelement von 2,0 bis 2,5 m Stützweite geschaffen werden, das leicht genug ist, um von zwei Mann verlegt zu werden.

Die einfachste Form der Treppen erhält man, wenn man als Wangen ungleichschenklige Winkel wählt, in welche die Betonstufen von dreieckigem Querschnitt eingesetzt werden (Abb. 12). Auch kann man zwischen dem unteren und oberen Podestrandträger schräge Betonplatten einstampfen und darauf die Stufen auflegen (Abb. 13). Für die Treppenhauswände ist $^1/_2$ Stein starkes Mauerwerk zwischen Stahlfachwerk ausreichend, wobei man die Stahlfachwerkstiele zweckmäßig als Stützen für Treppen und Treppenpodeste benutzt.

Bei den erwähnten Pariser Stahlskelettbauten handelt es sich einmal um drei Wohnhäuser von zehn Geschossen im Gewicht von 330 t, die in den Jahren 1930 und 1931 von der G. H. H. errichtet wurden. Abb. 14 zeigt im Hintergrund ein fertiges Haus, im Vordergrund die Aufstellung des Stahlskeletts für das zweite und dritte Haus. Die Frontwand wird mit Natursteinquadern ausgemauert, welche den Stützen und Trägern entsprechend ausgearbeitet sind; die Seiten- und Rückwände bestehen aus Bruchsteinmauerwerk.

Abb. 15. Grundriß und Querschnitt eines Verwaltungsgebäudes in Paris.

Weiter wurde in Paris für ein Verwaltungsgebäude von zehn Geschossen das Stahlskelett im Gesamtgewicht von 2250 t von der Arbeitsgemeinschaft G. H. H., Gesellschaft Harkort, Duisburg und Aug. Klönne, Dortmund erbaut. Querschnitt und Grundriß sind in Abb. 15 dargestellt. Den Bau mit teilweiser Ausmauerung zeigt Abb. 16.

Die im Querschnitt gestrichelt eingezeichneten Kreuze sind Montageverbände, die nach Einbau der Decken wieder herausgenommen werden. Für die Windkräfte waren lediglich Flachstahlverbände in den Deckenebenen vorgesehen, die zusammen mit den Deckenträgern und Unterzügen waagerechte Scheiben ergeben, da die Decken mit ihren leichten Auffüllungen keine waagerechten Kräfte aufnehmen konnten. Eine weitere Ableitung der Kräfte durch lotrechte Rahmen oder Fachwerke wurde auf ausdrücklichen Wunsch des Bauleiters als überflüssig unterlassen. Die Unterzüge liegen parallel zu den Längswänden, die Deckenträger senkrecht dazu in einer gegenseitigen Entfernung von 0,65 m. Zur Aufnahme der Windkräfte auf die Seitenwände wirken also nur die aus I 18 bestehenden Deckenträger zusammen mit den Stützen als Rahmen, was bei den in Deutschland geltenden Vorschriften nicht ausreicht. Nach den amerikanischen Vorschriften brauchen derartige Gebäude auf Winddruck nur untersucht zu werden, wenn sie höher als 30,48 m sind oder wenn die Höhe größer als das $2^1/_2$fache der Breite ist, was hier nicht der Fall war. Man soll sich keine übertriebene Vorstellung von der Aufnahme der Windkräfte durch besondere Stockwerkrahmen machen. Vergleicht man die Formänderung eines Stockwerkrahmens in den für Wohngebäude üblichen Abmessungen mit der einer $^1/_2$ Stein starken Zwischenwand von gleicher Breite, so findet man, daß die Zwischenwand etwa 90 bis 95 % der Windkräfte aufnimmt, der Rahmen dagegen nur 5 bis 10%. Das heißt, der Rahmen bleibt nach der Ausmauerung praktisch unwirksam. Will man tatsächlich eine genügende Aussteifung durch die Stahlkonstruktion in der Querrichtung des Gebäudes erzielen, so muß man Fachwerkverbände einbauen. Wieweit solche Verbände in Reihenhäusern notwendig werden, muß von Fall zu Fall untersucht werden. Dies hängt von der Ausführungsart der Decken, Lage und Stärke der Treppenhauswände, Brandmauern und Wohnungstrennwände ab. Die Brandmauern werden in der Regel 1 Stein stark aus Vollziegeln ausgeführt und ersetzen vollkommen einen Querverband. Für die Treppenhauswände genügt $^1/_2$ Stein Stärke. Da sie in der Regel Eingangstüren zu den Wohnungen enthalten, so ergeben sie keine vollwertige Aussteifung. Die Wohnungstrennwände haben in Rücksicht auf den Schallschutz eine gewisse Stärke. Sind sie massiv

Abb. 14. Zehnstöckige Stahlskelettwohnungsbauten in Paris.

Abb. 16. Montagebild vom Bau eines Pariser Verwaltungsgebäudes.

ausgeführt, so kann man ihnen einen Teil der Windkräfte zuweisen; andernfalls kann man sie auch als Doppelwände ausführen und einen Flachstahlverband in den Hohlraum legen.

Außer den bleibenden Verbänden sind noch einige Montageverbände erforderlich, die die Aufstellung erleichtern und dem Stahlskelett, solange die Ausmauerung fehlt, die nötige Steifigkeit geben. Diese Betrachtung führt uns zu der besonderen Bedeutung, die den verschiedenen staatlichen und örtlichen Vorschriften der Baupolizei hinsichtlich der Belastungen und Beanspruchungen für die weitere Entwicklung des Stahlskelettbaues zukommt. Die preußischen Vorschriften, die fast im ganzen Reiche Geltung besitzen, sind auf diese Bauweise nicht zugeschnitten und bedürfen dringend einer Ergänzung. Bislang sind erst in Hamburg und Leipzig Erleichterungen für den Stahlskelettbau festgelegt. In allen andern Städten bedarf es noch besonderer Verhandlungen mit der Baupolizei, wenn die von einem Ausschuß vorgeschlagenen Erleichterungen für den Stahlskelettwohnungsbau Anwendung finden sollen. Man kann es wohl verstehen, wenn bei der Menge der angepriesenen Füllbaustoffe die Behörden diesen zunächst abwartend gegenüberstehen. Über die statischen Grundlagen — Lastherabminderung, Aufnahme der Windkräfte und Wandlasten, Knicklängen, Belastung der Treppen und Treppenhäuser — kann eigentlich kein Zweifel mehr bestehen, nachdem bereits Hunderte von Wohnungen in dieser Bauweise hergestellt sind. Im besonderen kann man sich des Eindrucks nicht verschließen, daß die Belastungsannahmen für reine Wohngebäude noch zu hoch sind. Wenn auch gegen die vorgeschriebene Nutzlast von 200 kg/m² für Deckenträger kaum etwas einzuwenden ist, so sollte doch für die Unterzüge und zum mindesten für die Stützen eine größere Lastabminderung zugelassen werden. Jedes Zentimeter, das von der Stützenbreite eingespart wird, wirkt sich nicht allein im Gewicht des Stahlskeletts aus, sondern, was noch wichtiger ist, in der Stärke der Außenwände. Errechnet man, welche Menschenmengen erforderlich sind, einen viergeschossigen Bau in allen Geschossen mit 200 kg/m² zu füllen, so sieht man, daß die heutigen Lastannahmen für die Stützen zweifellos herabgesetzt werden können.

Den Wohnbauten am nächsten stehen Geschäfts- und Bürohausbauten. Da sie in den Hauptverkehrsgegenden mit hohen Grundstückspreisen errichtet werden, so unterscheiden sie sich von den Wohnbauten durch stärkere Ausnutzung der Baufläche. Im Wohnungsbau sind heute Zeilenbauten die Regel mit Bautiefen von 10 bis 12 m und Bauhöhen von höchstens vier Geschossen über dem Kellergeschoß. Bei Geschäfts- und Bürohäusern geht man in der Regel über vier Geschosse hinaus. Die Nutzlasten und die zu überspannenden Räume sind größer. Dies beeinflußt natürlich die Ausführungsart der Decken. Es erweist sich bei größeren Trägerspannweiten oft als wirtschaftlich, die Deckenträgerentfernungen je nach der Stützenteilung zu 3 bis 5 m zu wählen und die Decken aus Beton und Hohlsteinen mit Eisenbewehrung über die ganze Öffnung ohne Zwischenträger zu spannen. Eine allgemeine Regel läßt sich hier nicht aufstellen; die wirtschaftlichste Lösung kann nur durch Vergleichsrechnungen gefunden werden.

Abb. 17 u. 18 zeigen das Stahlskelett und den fertigen Bau des Hauptlagerhauses der G. H. H. in Oberhausen, das im Jahre 1922 nach dem Entwurf von Prof. Peter Behrens erbaut wurde[1]). Die sechs Geschoßdecken sind für Nutzlasten von 500 bis 5000 kg/m² berechnet. Die Deckenträger liegen in Entfernungen von etwa 2 m; dazwischen sind Eisenbetonplatten gespannt. Die Außenwände sind mit Vollziegeln ausgemauert. Die Stützen und Unterzüge sind aus genieteten Blechträgern hergestellt und bilden geschlossene Rahmen. Der Bau liegt in einem Gebiet, das stark unter Bergschäden leidet. Wenn auch der Stahl Formänderungen durch Bergschäden gut übersteht, weil er sich verformt, ohne seine Tragfähigkeit zu verlieren, so ist doch der ganze 84 m lange Bau durch vier durchgehende Trennfugen in fünf Teile zerlegt, die sich gegeneinander verschieben können. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 1000 t.

Abb. 17. Stahlskelett des Hauptlagerhauses der Gutehoffnungshütte in Oberhausen.

Abb. 18. Hauptlagerhaus der Gutehoffnungshütte in Oberhausen.

Abb. 19 zeigt das Stahlskelett-Geschäftshaus Bamberger in Bremen mit neun Geschossen, das von der G. H. H. im Jahre 1929 errichtet wurde. Die Stützweite der Unterzüge beträgt 10,6 m. Aus Stützen und Unterzügen sind steife Stockwerkrahmen gebildet, welche die Winddrücke aufnehmen. Die Decken sind Hohlsteindecken von 4,65 m Spannweite mit 1000 kg/m² Nutzlast. Die Außenwände sind mit Vollziegeln ausgemauert. Da sie durch Lichtbänder vollständig unterbrochen sind, werden sie vom Stahlskelett getragen. Dabei liegt die Frontwand etwa 1 m vor den vorderen Stützen auf Kragträgern. Der anschließende Bau besteht aus Eisenbeton; seine Unterzüge waren auf der dem Neubau benachbarten Giebelwand gelagert. Da diese Giebelwand nach Errichtung des Neubaues fortfiel, mußten die Eisenbetonunterzüge mit Auflasten von 70 bis 80 t vor dem Abbruch der Giebelwand vom Stahlskelett abgefangen werden.

Abb. 19. Geschäftshaus Bamberger, Bremen.

Abb. 20 zeigt den ersten Stahlskelettbau, der in Dänemark ausgeführt wurde, das Geschäftshaus Vesterport mit neun Geschossen und einer Gesamthöhe von 36 m in Kopenhagen. Der Entwurf stammt von dänischen Architekten und Ingenieuren. Das Stahlskelett wurde von der G.H.H. geliefert und aufgestellt. Zur Aufstellung wurden drei Holzschwenkmaste und zwei Auslegerkrane aus Stahlkonstruktion benutzt. Abb. 21 zeigt den Grundriß des Gebäudes. Die Decken sind in Eisenbeton ausgeführt, da es in Dänemark keine Hohlsteine gibt. Sie haben etwa 3 m Stützweite. Die Wände sind 25 cm stark massiv ausgemauert, außen mit Kupferblech bekleidet und innen mit 8 cm starken Molersteinen isoliert, das sind Kieselgursteine, die in Jütland hergestellt werden. Das Gewicht des Stahlskelettes von 2750 t ist verhältnismäßig hoch, was zum Teil seinen Grund in den ungünstigen dänischen Belastungs- und Beanspruchungsvorschriften hat. Die Deckenträger sind in der Hauptsache deutsche Normalprofile, die Stützen Peiner Breitflanschträger. Der Bau mit einer Länge von rd. 115 m ist durch Trennfugen in drei Teile zerlegt. Die Windkräfte werden durch besondere Rahmen auf-

[1]) Vgl. „Stahlbau" 1928, Heft 5, S. 57.

genommen, die aus Stützen und Unterzügen mittels eingeschraubter Ecken gebildet werden.

Abb. 22 zeigt ein von der G. H. H. ausgeführtes Stahlskelett für ein Möbelhaus in Oberhausen, erbaut im Jahre 1931. Der Bau hat fünf Geschosse über dem Keller mit einer Nutzlast von 500 kg/m². Die Decken sind kreuzweise armierte Hohlsteindecken. Die überspannten Felder sind 4,8 × 6,5 m groß. Die Außenwände hängen vor den Stützen und werden von besonderen Trägern getragen. Da sie durch waagerechte Lichtbänder vollkommen unterbrochen sind, konnten sie zur Aufnahme der Windkräfte nicht herangezogen werden. Aus Stützen und Unterzügen wurden Steifrahmen gebildet. Der biegungsfeste Anschluß der Unterzüge an die Stützen erfolgte durch kräftige Winkel 200/200/20 (Abb. 23), welche durch eine eingeschweißte Rippe verstärkt wurden. Für die Stützenstöße und Stützenfüße wurde ebenfalls in weitgehendem Umfange die elektrische Schweißung angewendet. Die Stützen konnten nicht in ganzer Länge von 17 bis 18 m angeliefert werden, da die Baustelle zu beengt war. Sie wurden daher nach Abb. 24 einmal gestoßen. Dieser Stoß überträgt die lotrechten Kräfte durch unmittelbare Berührung. Zu diesem Zweck wurden in der Werkstatt zunächst beide Stützenenden durch die ⊏-Profil-Stoßlaschen *a* verbunden. Alsdann wurden die glatt gehobelten Verstärkungsstücke *b* kräftig an die Flansche des oberen Stützenteils angepreßt und in dieser Lage an die Flansche des unteren Teils festgeschweißt, so daß eine unmittelbare Kraftübertragung zwischen den Flanschen des oberen Stützenteils und den Verstärkungslaschen *b* gesichert ist.

Abb. 20. Geschäftshaus Vesterport, Kopenhagen, der erste Stahlskelettbau Dänemarks.

Abb. 21. Grundriß des Kopenhagener Geschäftshauses.

Abb. 22. Stahlskelett des Möbelhauses Gladtke, Oberhausen.

Weniger den Stahlskelettbauten, mehr den Hallenbauten verwandt sind die Kirchen. Doch treten hier die gleichen Fragen der Ausmauerung, der Wärmeisolierung, des Rostschutzes, der Ausbildung von Decken und Zwischenwänden auf wie bei Stahlskelettbauten, während bei der Ableitung der Kräfte, insbesondere der Windkräfte, eine gewisse Verwandtschaft mit den normalen Fabrikhallen festzustellen ist. Abb. 25 zeigt die Ansicht der Matthäikirche in Düsseldorf, die nach dem Entwurf und unter der Bauleitung des Ateliers Wach-Roßkotten, Düsseldorf, in der Stahlskelettbauweise von der G. H. H. im Jahre 1930 errichtet wurde. Diese Bauweise wird den rechteckigen, einfachen und klaren Formen der neuen Architektur am besten gerecht. Ausgemauert wurde die Kirche in der Hauptsache mit Schwemmsteinen, mit Luftschicht 41 cm stark und außen teilweise mit Werksteinen und teils mit 10,5 cm starken Klinkern verblendet (Abb. 26). Die Gesamtwandstärke beträgt 51,5 cm. Der Turm hat ebenfalls ein Stahlskelett. Mit Rücksicht auf die Schwingungen durch die verhältnismäßig schweren Glocken wurden hier keinerlei Rahmen zugelassen, sondern in allen vier Seiten durchgehende Fachwerkverbände angeordnet. Die Ausschläge des Turmes beim Läuten der Glocken sind auch tatsächlich kaum festzustellen. Das Stahlskelett des Turmes ist so bemessen, daß es das ganze Mauerwerk trägt. Besondere Sorgfalt wurde der Aufnahme der Klinkerverblendung durch das Stahlskelett geschenkt. Bei dem Hauptschiff der Kirche besteht das Haupttragsystem aus Stützen und Bindern. Die Standsicherheit gegen Windkräfte ist durch einen Horizontalverband erreicht, der im Binderuntergurt liegt und an beiden Giebeln sein Auflager hat. Das Gewicht des Stahlskelettes beträgt 200 t. Die Stützen bestehen aus Breitflanschträgern, die Binder sind nomale Fachwerkträger und tragen die Dachhaut aus Bimsbetonplatten und unten eine Zwischendecke aus Heraklith.

Abb. 23. Eckversteifung.

Abb. 24. Stützenstoß mit unmittelbarer Übertragung der lotrechten Kräfte.

Abb. 26. Wandausbildung der Matthäikirche in Düsseldorf.

Abb. 27. Wandausbildung des Hallenschwimmbades in Norderney.

Ein weiterer den Stahlskelettbauten verwandter Bau ist das Hallenschwimmbad in Norderney, für das im Jahre 1930 die Stahlkonstruktion von der G. H. H. erbaut wurde (Entwurf und Bauleitung Architekten Brüder Liebrecht, Hannover, und Preuß. Hochbauamt Norden), verwandt insofern, als auch hier die Frage der Decken, der Ausmauerung und Ver-

kleidung der Wände und Stützen eine große Rolle spielte. Die Außenstützen wurden $1^1/_2$ Stein stark mit Vollziegeln und Luftschicht ausgemauert (Abb. 27), außerdem durch besondere, imprägnierte Kork- bzw. Cellotexplatten isoliert. Die verwendeten Ziegelsteine haben das Oldenburger Format $23 \times 11 \times 5{,}2$. Die Innenstützen sind mit Magerbeton umstampft. Als Decken sind Hohlsteindecken mit Vouten von etwa 5 m Spannweite zwischen I-Trägern eingezogen. Um eine glatte Untersicht zu erhalten, wurden darunter Rabitzdecken gespannt. Durch die zwischen beiden Decken liegenden Hohlräume wird angeheizte Luft eingeblasen. Abb. 28 zeigt die Schwimmhalle mit den Fachwerkbindern. Die beiderseits der Schwimmhalle stehenden Rahmenkonstruktionen sind für die Nebenräume bestimmt. Das Gesamtgewicht beträgt rd. 200 t. Wie aus der Abbildung hervorgeht, erfolgte die Aufstellung gleichzeitig mit dem Betonieren des Eisenbetonschwimmbeckens.

In den ersten Jahren wurde der Stahlskelettwohnungsbau in seiner Entwicklung stark gehemmt, weil man nur zögernd an die Beleihung solcher Bauten heranging und im Gegensatz zu England und Amerika sie nicht in gleicher Höhe vornehmen wollte wie bei massiven Bauten.

Abb. 25. Stahlskelett Matthäikirche in Düsseldorf.

Der vollständige wirtschaftliche Mißerfolg der vielen nach dem Kriege aufgetauchten Ersatzbauweisen und der zu manchen Zeiten stark propagierten Stahllamellenhäuser und Stahlhauthäuser — oft kurz als Stahlhäuser bezeichnet — wirkt auf Laien und Geldgeber offenbar verwirrend, und es kann auch heute noch nicht genug in der Öffentlichkeit betont werden, daß die Stahlskelettbauweise mit irgendwelchen Ersatzbauweisen, auch wenn ein Wortgleichklang vorliegt, nichts zu tun hat. Sie bringt vielmehr eine Verbesserung der Durchbildung, eine größere Feuer- und Rostsicherheit und eine erhöhte Standsicherheit. Außerdem ermöglicht sie den üblichen Bauweisen gegenüber durch Vergrößerung des nutzbaren Raumes eine um etwa 8% bessere Ausnutzung des Baugrundstücks. Üblicherweise erfolgt die Beleihung nach dem umbauten Raum. Da bei Stahlskelettbauten das Verhältnis von Wohnraum zum umbauten Raum günstiger ist als bei Massivbauten, weil die Außen- und Zwischenwände schwächer werden, so ist eine höhere Beleihung gerechtfertigt. Die Aufklärung, die vom „Deutschen Ausschuß für wirtschaftliches Bauen" ausgegangen ist, und die inzwischen aufgestellten Gütevorschriften des deutschen Normenausschusses[2]) für Stahlhäuser haben bewirkt, daß der Stahlskelettbau dem Massivbau gleichgestellt wird. Der Geldgeber kann durch geeignete Sachverständige heute jederzeit prüfen lassen, ob die Ausführung hinsichtlich der Standsicherheit, Feuersicherheit, Schalldämpfung, des Witterungs- und Wärmeschutzes, Blitzschutzes, Rostschutzes usw. den Gütevorschriften der Din 1030 vom September 1929 entspricht. Seitens der ausführenden Firmen sollte aber darauf gesehen werden, daß neue und unerprobte Füllbaustoffe, mit denen der Markt überschwemmt wird, ausgeschlossen bleiben, damit nicht durch Fehlschläge auf diesem Gebiet die neue Bauweise unverdientermaßen in schlechten Ruf kommt. Denn darüber muß man sich klar sein, daß trotz der Vorzüge des Stahls die Bauweise noch vielfach umstritten ist und viele Gegner hat, und daß alle Fehlschläge, auch wenn sie ihre Ursachen auf ganz anderen Gebieten haben, doch der Bauweise zu Lasten

[2]) Leider kommt hierin die wünschenswerte Unterscheidung zwischen Stahlhaus-, Stahllamellen- sowie Stahlhautbauweise einerseits und eigentlicher Stahlskelettbauweise andererseits nicht zum Ausdruck.
Die Schriftleitung.

geschrieben werden. Als bezeichnendes Beispiel dafür, wie diese Angriffe erfolgen, sei hier ein kurzer Aufsatz in der Zeitschrift „Der Holzmarkt" erwähnt, der von einem kläglichen Fiasko des Stahlhausbaues spricht und es damit begründet, daß bei der bekannten von Haesler erbauten Kasseler Siedlung die Wohnräume zu klein sind, daß Wasser im Keller steht und die Fenster nicht dicht sind, als ob die Größe der Wohnräume oder das Wasser im Keller mit der Stahlskelettbauweise etwas zu tun hätten. Die Fenster sind mit Ausnahme der der Treppenhäuser aus Holz, also gerade aus dem Baustoff, den der Holzmarkt besonders empfiehlt. Wo gebaut wird, werden auch Fehler gemacht. Es kommt auch bei der Massiv- und Holzbauweise vor, daß der Putz abfällt, daß Risse in Wänden und Decken entstehen und Feuchtigkeit durch die Mauern durchschlägt. Das sind Fehler der Bauausführung, die bei jeder Bauweise vorkommen können und mit der Güte des Stahlskelettbaues

Abb. 28. Montage des Hallenschwimmbades in Norderney.

nichts zu tun haben. Selbstverständlich muß das Ausfachungsmaterial raumbeständig sein, sonst sind Schwindrisse unvermeidlich.

Unklarheit herrscht vielfach über die Rostgefahr und den Rostschutz. Aus dem Eisenbetonbau ist bekannt, daß die Einhüllung des Stahls in Zementmörtel nur dann einen wirklichen Schutz gewährt, wenn die Schutzschicht genügend dick, genügend fett und genügend dicht ist. Verwendet man lose Füllbaustoffe oder nicht genügend fetten Mörtel, so kann man aus den Versuchen, die an Bimsbeton oder Thermositbeton ausgeführt wurden, schließen, daß Einschlämmen mit Zementbrei einen ausreichenden Rostschutz gewährt. In der Bimsindustrie werden mit bestem Erfolg seit Jahrzehnten die Eisenbewehrungen der Dielen eingeschlämmt. Es wird also zweckmäßig und vollkommen ausreichend sein, genau so, wie es die Eisenbetonvorschriften in § 9 verlangen, „das Eisen vor Verwendung von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien", „während des Betonierens mit der Betonmasse fest zu verbinden" oder, wenn die Betonmasse nicht fett und dicht genug ist, einen Zementbreianstrich aufzubringen. Es ist aber grundfalsch, diesen Zementbreianstrich schon in der Stahlbauwerkstatt aufzubringen. Auch hier müssen die Eisenbetonvorschriften beachtet werden, die vorschreiben: „Die Eisen dürfen mit Zementbrei nur unmittelbar vor dem Einbetonieren eingeschlämmt werden, da ein angetrockneter Zementanstrich den Verband zwischen Eisen und Beton stört". — Soweit der Stahl aber nicht eingemauert oder sonst ausreichend verhüllt wird, sondern der Luft zugänglich bleibt, muß ein bewährter Anstrich aufgebracht werden. Stahlbauteile, die beim Zusammenbau in der Werkstatt oder bei der Montage aufeinander zu liegen kommen, sollten auf alle Fälle einen Zwischenanstrich erhalten, da sonst die Fugen u. U. den Ausgangspunkt von Roststellen bilden, die so stark treiben können, daß sie die Mörtelumhüllungen absprengen. Unbedingt muß aber darauf geachtet werden, daß die verwendeten Füllbaustoffe keine Verbindungen enthalten, die die Zementschicht zerstören oder den Stahl angreifen; das ist in erster Linie Gips und Magnesiumchlorid. Kalk ist auf Gipsgehalt zu prüfen. Bimsbetonbaustoffe sind einwandfrei. Bei Kohlenasche und Ziegelsteinen sind in Zweifelsfällen die schädlichen löslichen Bestandteile besonders festzustellen.

Die Müllverwertungsanstalt der Stadt Köln.

Von Dipl.-Ing. **Lor. Schmitz,** Köln.

(Schluß aus Heft 25.)

Die Deckenträger der einzelnen Bühnen sind, soweit dies die Anordnung der Apparate zuließ, über zwei oder drei Felder kontinuierlich durchgeführt. Diese Anordnung hatte eine Vereinfachung der Werkstattarbeit und eine Verringerung des Konstruktionsgewichtes zur Folge (Abb. 13). In den Bühnen waren Windverbände nötig, da innerhalb des Gebäudes zwischen den Stützen keine Windportale angeordnet werden konnten.

Abb. 13. Grundriß der Schlackenaufbereitung.

Das Dach des Gebäudes ist mit Stegzementdielen abgedeckt, die auf Pfetten aus I-Profilen gelagert sind.

Die Umfassungswände stehen bei diesem Bau mit dem Tragwerk nur so weit in Verbindung, daß die Wand- und Windlasten einwandfrei übertragen werden können. Auch hier ist die Ausbildung der Wandflächen die für die ganze Anlage typische. Die Wandecken, die durch Längs- und Giebelwand oder durch zurückspringende Längswandteile gebildet werden, sind aus architektonischen Gründen mit 6 mm starken Blechen verkleidet. Die Bleche sind angeordnet, um eine allzu starke Betonung der horizontalen Linie durch die Lichtbandflächen abzuschwächen. Gleichfalls sollen sie die Anhäufung von Stahlteilen an den Ecken, die konstruktiv erforderlich sind, verkleiden.

24 m hat und dessen Kranschienen auf 17,5 m Höhe liegen, über das ganze Lager so verteilt, daß sie auswittern kann. Die Kranbahn sowie die Kranträger sind in Fachwerkkonstruktion ausgeführt (Abb. 14). Halbportale, in zwei Kranbahnfeldern angeordnet, dienen zur Aufnahme der Wind- und Bremskräfte in Längsrichtung der Bahn. Horizontalträger in der Obergurtebene der Kranbahnträger sowie Gitterstützen übertragen die Bremskräfte der Katze und die Windkräfte quer zur Bahn auf die Fundamente. Laufstege, die von Kranbahn und Begleitträger getragen werden, dienen zum Kontrollieren der Kranbahn und der Katze.

Der Zementschlackenbunker, der neben dem Schlackenlagerplatz errichtet ist, hat eine Länge von 30 m und eine Breite von 5,2 m. Die Höhe bis zur Oberkante Bunker beträgt rd. 5 m. Er ist ganz in Eisenbeton hergestellt. Acht Ausläufe dienen zum Entleeren des Bunkers in Loren, die die gesinterte Schlacke zur Steinfabrik bringen. Der über dem Bunker angeordnete Aufbau ist in Stahlkonstruktion ausgeführt. Die Binder, die aus Walzträgern bestehen, sind zusammen mit den Stützen als Rahmen zur Aufnahme der Windlasten ausgebildet. Bei diesem Aufbau sind, abweichend von den anderen Bauten, die Stützen gleichzeitig Wandstiele, da sie hier nicht wesentlich von den anderen Stielen abweichen. In der einen Längswand des Aufbaues sind feststehende Jalousien zur Entlüftung, in der anderen dagegen ein Lichtband zur Belichtung angeordnet. Die Belichtung genügt vollkommen zur Kontrolle des Transportbandes und zur Wartung desselben.

An der einen Giebelwand schließt ein Gebäude von etwa 11,1 × 10,7 m Grundfläche an. Die Höhe bis zur Traufe beträgt 11 m. In diesem Gebäude sind die Apparate für den Transport der gesinterten Schlacke in den Zementschlackenbunker aufgestellt. Entsprechend dem Zweck des Gebäudes sind im Innern Bühnen in den verschiedenen Höhen vorgesehen, deren Träger teils zur Unterstützung der Apparate, Transmissionen und Antriebe dienen, teils Bedienungslaufstege tragen. Die Bühnenunterzüge sind, soweit es die Anordnung der Apparate zuließ, durch die Stützen durchgeführt, um durch die rahmenartige Wirkung dieser so verbundenen Konstruktionselemente dem Gebäude schon eine gewisse Steifheit zu geben. Durch die im Gebäude angeordneten Apparate war aber die Anordnung von Verbänden zwischen den Stützen erforderlich, da diese die waagerechten Kräfte der Apparate in die Fundamente bringen sollen. Diese Verbände, die aus architektonischen Gründen als Fachwerkportale ausgeführt sind, liegen nur zwischen den Stützen an den Wänden, da die Anordnung derselben in dem Raum störend wäre.

Die Längs- und Giebelwand stehen auch hier von der Tragkonstruktion getrennt. Diese Anordnung ist aus architektonischen Gründen getroffen worden. Genügend große Lichtflächen, die ebenfalls als Lichtbänder angeordnet sind, dienen zur Beleuchtung des Gebäudeinnern.

Die Steinfabrik, die an das Schlackenlager und an die Zementschlackenbunker anschließt, ist der typische Zweckbau der ganzen Anlage. Sie ist in ihren Abmessungen ganz dem Raumbedürfnis der Apparate an-

Abb. 14. Steinfabrik und Schlackenlagerplatz mit Greiferkrananlage.

Abb. 15. Ansicht der Steinfabrik.

Abb. 16. Schnitt durch die Steinfabrik.

Die Lichteinfallflächen sind auch hier durch die Anordnung der Bühnen und Apparate gegeben. Sie bestehen aus einzelnen Lichtbandstreifen, die so auf die Wände verteilt sind, daß alle Teile des Gebäudeinnern gleichmäßig belichtet werden. Die gesamte Lichtfläche beträgt 250 m², das sind 110 % der bebauten Fläche. Diese große Fensterfläche ist durch die Anzahl der Bühnen bedingt.

Unterhalb des niedrigen Teiles der Schlackenaufbereitung befindet sich zur Aufnahme des Becherwerkfußes und des Schlackenvorbrechers ein betonierter Keller, der durch eine Trägerlage nach oben abgeschlossen wird. Die Gebäude- und Bühnenstützen über der Becherwerkgrube sind durch Unterzüge aus Walzträgern abgefangen, die auf den Grubenwänden lagern. Die übrigen Gebäudestützen stehen auf Einzelfundamenten.

Die aufbereitete Schlacke wird durch eine Schurre auf den Schlackenlagerplatz gebracht und durch einen 7,5 t-Greiferkran über dem Lager, der eine Spurweite von

Abb. 17. Sinterei, Schmelzanlage und Gießerei; Grundriß und Ansicht.

gepaßt. An einen hohen Teil (Höhe 16,5 m) mit 11,5 × 15,0 m Grundfläche schließen verschiedene niedrige Anbauten an (Abb. 15 u. 16). Die Gesamtgrundfläche beträgt rd. 300 m². Das ganze Gebäude bietet architektonisch ein gutes Bild, wenn auch die Anbauten verschiedene Höhen aufweisen.

Die Stahlkonstruktion des Tragwerkes ist auch hier durch die Apparate gegeben. Stützen im Raum dienen zur Aufnahme der Bühnen. Diese sind auch hier nur so weit ausgeführt, daß sie eine bequeme Wartung der einzelnen Apparate ermöglichen. Die dadurch erzielte Materialersparnis wird noch durch die kontinuierliche Ausbildung der Deckenträger und Unterzüge vergrößert.

Die Umfassungswände weisen dieselbe Ausbildung auf, wie die schon beschriebenen Gebäude. Lichttechnisch ist auch hier die Aufgabe gleich günstig gelöst. 330 m² Lichtfläche dienen der Beleuchtung des Gebäudeinnern, das sind etwa 110% der bebauten Fläche. Dieser Prozentsatz ist hier so hoch, da die verschiedenen Bühnen die große Lichtfläche erforderten. An den Pressenraum der Steinfabrik schließt die Härtekammer an. Diese ist ein etwa 3 m hoher Eisenbetonbau (Abb. 15), der etwa 25 m breit und etwa 22 m lang ist. Durch Zwischenwände ist er in verschiedene Kammern eingeteilt.

Die Aufbereitung des Feinmülls geschieht in der Sinterei. Drei Gebäude sind zu einer etwa 132 m langen und 30,5 m breiten Halle vereinigt (Abb. 17). An den verschiedenen Höhen der Halle ist jedoch zu erkennen, daß die Halle verschiedenen Zwecken dient. Die Ausbildung der Längswände und die Anordnung der Lichtbänder deuten aber darauf hin, daß die einzelnen verschieden hohen Hallenteile zusammengehören. Das Halleninnere ist ohne Quertrennwände, was die konstruktive Ausbildung schwieriger machte. Der hohe Teil der Halle hat eine Grundfläche von 30,5 × 23,7 m. Die Höhe bis zur Traufe ist 19,74 m. Dieser Hallenteil nimmt in der Hauptsache hohe Eisenbetonbunker auf. Laufstege in den verschiedenen Höhen, sowie eine Treppenanlage in Stahlkonstruktion dienen zur Kontrolle der Bunker und der einzelnen Transportvorrichtungen. Die zum Tragen der Bühnen und Laufstege im Halleninnern vorgesehenen Stützen konnten aber nicht zur Aufnahme der horizontalen Last mit herangezogen werden. Die Windübertragung mußte hier anders gelöst werden als bei den schon beschriebenen Bauten.

Die Stützen an den Umfassungswänden mit einer größten Länge von etwa 22 m nehmen allein die Horizontalschübe aus Wind auf. Zwecks Materialersparnis und mit Rücksicht auf die Gesamtwirkung sind diese als Gitterstützen ausgebildet. Durch ihre große Länge war es zweckmäßig, die Entfernung der Stützen voneinander groß zu wählen. Sie beträgt bei den Stützen der östlichen Längswand 10 m. Damit war aber auch die Entfernung der Hauptbinder festgelegt. Die Anordnung von Zwischenträgern war hier nötig, da sonst die Pfetten zu schwer und eine Materialersparnis illusorisch geworden wäre. Das Dach wurde so ausgebildet, daß zwei Hauptpfetten mit 10 m Stützweite im Abstand von rd. 8,5 m voneinander die Dachlast auf die Binder übertragen. Querpfetten in die die Zwischenpfetten mit einer Stützweite von 5 m eingewechselt sind, übertragen die Dachlast auf die Hauptpfetten. Die in der Dachebene angeordneten Verbände übertragen die Windlasten auf die Gitterstützen an den Umfassungswänden, zwischen denen Windportale ausgeführt wurden.

Der Architekt schrieb auch hier die Ausbildung dieser letzten Verbände als Portale vor.

Der an diesen hohen Hallenteil anschließende mittlere Hallenteil hat eine Höhe bis zur Traufe von rd. 13 m. Die Länge ist 46,5 m, während die Breite 30,5 m beträgt. Bei diesem Hallenteil wurde, wie bei der Anfuhrhalle, ebenfalls die Forderung gestellt, daß im Halleninnern keine Stützen zur Aufnahme der Dachkonstruktion angeordnet werden sollten. Dies bedingte eine Ausführung der Tragkonstruktion wie bei der Anfuhrhalle. Die Binder sind mit den Stützen zusammen als Zweigelenkbogen durchgebildet, die auch hier, um eine statisch einwandfreie Wirkung zu erhalten, auf Stahlgußlagern stehen. Eine Anordnung von Windverbänden in der Dachebene und Übertragung der Windlasten auf die Endrahmen war nicht vorteilhaft, da die Verbände wegen der Länge zu nachgiebig und zudem die Endrahmen zu schwer geworden wären.

Der an den mittleren Teil anschließende niedrigere Teil dient als Gießhalle. Die Länge der Halle beträgt 62 m. Die Höhe ist 7 m. Die in diesem Hallenteil angeordneten Gießgruben werden durch Krane bedient, deren Fahrbahnen an den Bindern aufgehängt sind. Die Anordnung mehrerer Krane war erforderlich, da die Gießgruben einer Reihe unabhängig von den anderen bedient werden sollten. Unterhalb der Kranbahnen angeordnete Laufkatzenträger (Abb. 18) dienen zum Verfahren der an Laufkatzen hängenden Gießpfannen, die das Material von Drehöfen abtransportieren. Drehscheiben vor den Öfenausläufen (Abb. 17) leiten die Laufkatzen über die verschiedenen Gießgruben. Diese Drehscheiben sind an den 5 m-Bühnen an besonderer Konstruktion gelagert. Durch die Anordnung der Krane und Laufkatzen ergab sich eine Konstruktion der Halle, wie sie Abb. 18, in welcher ein Teil des Übergangsbinders vom mittleren zum niedrigen Hallenteil dargestellt ist, zeigt. Die Kranbahnträger sind durch Verbände miteinander verbunden, um die seitlichen Kräfte auf die Binder abzuleiten. Ebenso sind die Laufkatzenträger so ausgeführt, daß eventuell auftretende Seitenkräfte durch die Ver-

Abb. 18. Endfeld des Übergangsbinders von der Schmelzanlage zur Gießerei.

Abb. 19. Montage des Kesselhauses.

Abb. 20. Montagebild der Gesamtanlage.

bände der Kranbahnträger auf die Binder gebracht werden. Durch die Aufhängung der Kranbahn mit den Laufkatzenträgern an den Binderuntergurten erhalten die Binder eine entsprechend starke Ausbildung. Es sind aber dadurch außer in Hallenmitte sämtliche Stützen vermieden. Die dadurch erzielten Vorteile wiegen das hohe Gewicht auf.

Die Außenstützen sind in den Fundamenten eingespannt. Dies bedingt zwar große Fundamentabmessungen, jedoch ließen sich diese nicht vermeiden, da eine andere Ausführungsart unter den gegebenen Verhältnissen unvorteilhaft und vor allen Dingen wenig steif wäre. Die Stützen werden zwar schwer, dafür ist ihre Durchbiegung infolge horizontaler Lasten aber sehr gering, was für diese Halle bedeutende Vorteile bietet.

Die Längs- und Giebelwände für die Hallen der Sinterei, Schmelze und Gießerei sind wie bei den anderen Gebäuden von der Tragkonstruktion getrennt. Auch hier ist jede Unregelmäßigkeit in der Wandausbildung vermieden (Abb. 17).

Die Lichteinfallflächen der Halle sind in den Außenwänden entsprechend den Höhen verschieden angeordnet. Hier sind auch wieder die einzelnen Scheiben eines Lichtbandes zur besseren Entlüftung der Hallen um die senkrechte Achse drehbar angeordnet. Die gesamte Lichteinfallfläche der Halle beträgt für den hohen Teil mit einer Grundfläche von $30{,}8 \times 23{,}7$ m 330 m² gleich 40 % der bebauten Fläche. Die Lichteinfallfläche des daran anschließenden Gebäudeteiles ist 1050 m², gleich 65 % der Gebäudegrundfläche. Die direkte Belichtung der Gießerei geschieht durch 750 m² Lichtfläche, was 39 % der Gebäudegrundfläche ausmacht.

Die Auftragserteilung auf Errichtung der Müllverwertungsanstalt erfolgte im Mai 1926. Die Vorarbeiten für die Anlage dauerten bis Ende 1926. Ende November 1926 wurden die Ausschachtungsarbeiten von den Baufirmen Perthel, Kloth und Westdeutsche Bauunion begonnen. Die Durchführung dieser Arbeiten war schwierig, da Grundwasser, verursacht durch Hochwasser des Rheines, sehr stark auftrat. Bei der Anfuhrhalle und bei der Sieberei mußte eine Wasserhaltung eingerichtet werden. Die Fundierungsarbeiten wurden dadurch ebenfalls stark verzögert. Bei den Kellern in der Anfuhrhalle sowie in der Sieberei mußte die Abdichtung gegen Grundwasser sehr sorgfältig durchgeführt werden. Alles dieses und besonders noch der Umstand, daß die Durchführung der Gründungsarbeiten in den Winter fiel, machten diese besonders schwierig.

Die Fundierungsarbeiten waren Ende 1926 so weit vollendet, daß Anfang des Jahres 1927 die Montage der Stahlkonstruktion beginnen konnte.

Die unten angeführten Daten für die Montagezeiten geben die Dauer der Aufstellung der Stahlkonstruktion im ganzen an. Die reinen Montagezeiten für die Gesamtanlage lagen zeitlich getrennt, da durch die Neuartigkeit der Anlage die Vorbereitungsarbeiten für die verschiedenen Arbeitsvorgänge verschieden groß waren. Daher ist auch die lange Montagezeit der Gesamtanlage zu erklären. Ebenso wurde die Montage der Stahlkonstruktion oft durch die Aufstellung einzelner Apparate unterbrochen. Dies trifft besonders bei der Aufstellung für die Steinfabrik und Sinterei zu.

Am 4. Januar 1927 wurde die erste Stütze der Anfuhrhalle und Sieberei aufgerichtet. Wenige Tage später, am 6. Januar, wurde der erste Rahmen des Kesselhauses aufgestellt.

Wenn man berücksichtigt, daß die Montage des Kesselhauses sowie diejenige der Anfuhrhalle und Sieberei zum großen Teil in den Winter fiel, so kann man eine Dauer von 4 Monaten zur Errichtung von etwa 1000 t Stahlkonstruktion als günstig bezeichnen. Anfuhrhalle und Sieberei waren am 20. April 1927 und das Kesselhaus am 1. Mai 1927 fertig aufgestellt.

Inzwischen war die Montage der Stahlkonstruktion für die Steinfabrik sowie für die Schlackenaufbereitung begonnen worden. Die Montage dieser beiden Gebäude dauerte zusammen 4 Monate.

Die Gründungsarbeiten für die Sinterei und Schmelze erstreckten sich über die erste Hälfte des Jahres 1927. Am 10. August 1927 wurden die ersten Stützen aufgestellt. Die ganze Halle war am 20. Mai 1928 montiert, also nach 9 Monaten fertig.

Die ganze Montage wurde zum Teil mit kleinen Schwenkmasten aus nahtlos gezogenen Rohren und zum Teil mit hohen Schwenkmasten in leichter Gitterwerkkonstruktion durchgeführt.

Die Dauer der Gesamtmontage für 2500 t Stahlkonstruktion betrug 16 Monate, was in Anbetracht der beiden Winter, während welcher die Montage zum Teil durchgeführt werden mußte, eine ganz beachtliche Leistung darstellt. Die reinen Montagezeiten waren dagegen bedeutend kürzer.

Eine gute Vorstellung und ein lebendiges Bild der ganzen Montage geben die Bauaufnahmen Abb. 19 u. Abb. 20. Abb. 19 stellt die Kesselhausmontage dar, aufgenommen am 12. Februar 1927. Abb. 20 gibt den Montagezustand der ganzen Anlage am 15. Mai 1927 wieder. Auf Abb. 20 steht rechts die Anfuhrhalle mit der Sieberei, in der Mitte das Kesselhaus und links die Schlackenlagerkranbahn. Im Hintergrund ist die Steinfabrik zu sehen.

Die Anlage wurde Ende 1928, also nach zweijähriger Bauzeit, fertiggestellt und dem Betrieb übergeben.

Verschiedenes.

Stahlplatten als Stützenfüße. Nach einem in Heft 18, Jahrg. 1931 dieser Zeitschrift, S. 214 auszugsweise veröffentlichten Bericht aus Eng. News-Rec., 19. März 1931, über Spannungsprüfungen an Fußplatten stählerner Säulen mit H-Querschnitt von Prof. Priester scheinen einige Ergebnisse dieser Versuche im Gegensatz zu den Ermittlungen K. G. Merriams, veröffentlicht in Eng. News-Rec. vom 21. November 1929, zu stehen. — Eine sich hierauf beziehende, jetzt in Eng. News-Rec. vom 6. August 1931 veröffentlichte Zuschrift von Prof. Merriam sei hier im Auszug angeführt.

Merriam bemängelt an den Versuchen von Priester zunächst, daß die verwendeten Platten im Verhältnis zur Grundfläche viel zu dünn seien. Sie genügen deshalb den grundsätzlichen Anforderungen, welche an Säulen-Grundplatten zu stellen seien, nicht und geben infolgedessen keine Berechtigung zu allgemeineren Schlüssen.

Beide Untersuchungen — die von Priester und die von Merriam — wurden nach derselben Methode durchgeführt, indem die Durchbiegungen der Platte an einzelnen Punkten gemessen wurden. Da nun die Durchbiegung derartiger Platten ungefähr umgekehrt proportional der dritten Potenz der Dicke angenommen werden kann, können bei der von Priester verwendeten 12,7 mm starken quadratischen Platte von 407 mm Seitenlänge die Verbiegungen durch dasselbe Moment etwa 50 mal so groß werden wie bei der von Merriam verwendeten 51 mm starken Platte

von 457 mm Seitenlänge. Dadurch ist die vollständige Entlastung des Steges in der Berührungsfuge zwischen Stütze und Platte erklärt, während bei Platten von üblichen Abmessungen eine annähernd gleichmäßige Verteilung über den Stützenquerschnitt angenommen werden kann.

Bei den Versuchen von Merriam wurde eine möglichst gleichmäßige Übertragung der Last auf die Unterlage durch Verwendung eines besonders ausgesuchten Sandes angestrebt, da diese Lagerung für die Platte die größten Biegungsmomente ergibt. Wird eine Platte für eine solche gleichmäßig verteilte Belastung der Unterfläche bemessen, so wird sie im allgemeinen steif genug sein, um eine befriedigend gleichmäßige Verteilung der Last auf die Unterlage zu bewirken. Wie groß die Abweichung von der vollständig gleichmäßigen Verteilung beispielsweise auf eine Betonunterlage sein wird, ist nicht bekannt; bedauerlich ist, daß die Untersuchungen von Priester sich nicht auf Platten üblicher Abmessungen bezogen, da dann vielleicht eine gewisse Klärung dieser Frage herbeigeführt worden wäre. Dipl.-Ing. Schultz, Breslau.

Zuschriften an die Schriftleitung.

I.

In Heft 21 gibt Professor Dr. Unold Anregungen zur Ausbildung geschweißter Steifrahmen und bezieht sich dabei auf die in Heft 12 des „Stahlbau" von mir veröffentlichten Dresdener Versuche.

Ich möchte vorwegnehmen, daß die Versuchsreihe I, die Prof. Unold wohl ins Auge gefaßt hat, nicht die Untersuchung des Kraftflusses in den Träger- und Stützenflanschen zum Ziel hatte, sondern lediglich die Untersuchung der geschweißten Anschlüsse von Trägern an Stützen.

Da die Ergebnisse der Dresdener Versuchsreihe I sehr günstig waren, so hielt ich mich zu dem Schluß berechtigt, daß auf ähnliche Weise auch Steifrahmen für Stahlskelettbauten hergestellt werden können.

Die Versuche der Reihe I haben gezeigt, daß sich mit dem einfachen Stumpfanschluß eines Trägers an eine Stütze, mit Steg- und Flanschnähten, ziemlich große Biegungsmomente und Querkräfte übertragen lassen.

Schwer schweissbar

Abb. 1. Abb. 2.

a) Innenstiel — Ausklinkungen im Stiel. — Ausklinkungen im Riegel — b) Außenstiel

Abb. 3.

Verstärkungslaschen — Schnitt b-b — Schnitt a-a

Abb. 4.

Die Annahme von Prof. Unold, daß der Stützenflansch infolge des Biegungsmomentes, welches durch den Anschluß vom Träger in die Stützen übergeleitet wird, sich verbiegt, ist durch die Versuche widerlegt. Im Gegenteil sind die Stützenflansche bei sämtlichen Versuchen gerade geblieben, was sich dadurch erklärt, daß der Stützenflansch durch den anschließenden horizontalen Trägerflansch gegen Verbiegung ausgesteift wird und die Kräfte aus letzterem in den Stützensteg abgeleitet werden.

Das von Prof. Unold in seinem Aufsatz behandelte Problem ist meiner Ansicht nach theoretisch kaum zu lösen, und es bleibt nichts anderes übrig, als zu den Dresdener Versuchen noch Ergänzungsversuche im Sinne der Unoldschen Anregungen durchzuführen.

Die von Prof. Unold aus seinen theoretischen Betrachtungen abgeleiteten neuen Vorschläge (Abb. 6 u. 7, Heft 21) halte ich nicht für glücklich. Sie erfordern erheblichen Aufwand an Arbeit, und gegen die vorgeschlagenen Schweißnähte lassen sich Bedenken ebenfalls nicht unterdrücken.

Abb. 1 zeigt, daß die Kehlnaht im stumpfen Winkel mit der Dicke a_1 keine sehr großen Kräfte zu übertragen vermag, und noch ungünstiger ist die sehr umfangreiche Schweißnaht an der Dreieckspitze gemäß Abb. 2. Von dieser kommen nur die beiden kleinen Dreiecke von der Höhe a für die Kraftübertragung zur Wirkung. Die schraffierte große Fläche stellt aber vorwiegend totes Material dar und erfordert sehr hohe Aufwendungen. Demgegenüber dürfte die von mir vorgeschlagene Rahmenecke gemäß Abb. 3[1]) alle Bedingungen einer Steifrahmenecke erfüllen, aber mit wesentlich geringeren Kosten herzustellen sein als die von Prof. Unold vorgeschlagene.

[1]) Vgl. auch Dr. Schmuckler, Bauing. 1931, Heft 41/42, Abb. 10.

In beiden Fällen, sowohl bei dem Unoldschen als auch bei meinem Vorschlag gemäß Abb. 3, müssen die Kräfte aus den Flanschen des angeschlossenen Trägers durch den Stützensteg übergeleitet werden.

Werden die Schubkräfte in dem Stützensteg zu groß, so lassen sich nach Abb. 4 ohne Schwierigkeit Verstärkungen desselben vornehmen.

Berlin-Frohnau, 5. November 1931. Dr. Schmuckler.

II.

In dem obenerwähnten Aufsatz bemängelt der Verfasser mit Recht die konstruktive Durchbildung der bei den sog. „Dresdener Versuchen" benutzten steifen Eckanschlüsse und bringt anschließend einen neuen Vorschlag, der eine klarere Kräfteüberleitung gewährleisten soll. Da sich zu dem gleichen Thema auch Dr.-Ing. ehr. Schmuckler als Berichterstatter der Dresdener Versuche erneut geäußert hat[1]), sei es gestattet, diese neuen Vorschläge einer Kritik zu unterziehen und gleichzeitig einige weitere Beiträge zu dieser bedeutungsvollen Diskussion zu liefern.

Professor Unold stellt die Gefahr, die die großen Querkräfte innerhalb des Anschlußbereiches bilden, in den Mittelpunkt seiner Betrachtungen. Um ein klares, einwandfreies Kräftespiel zu ermöglichen, wird nun das vollwandige Gebilde durch ein Fachwerk ersetzt gedacht und die Führung der anzuschließenden Flansche diesem System angepaßt (Abb. 1). Leider äußert sich Prof. Unold nicht klar über die Berechnung dieses Anschlusses. Wird der Gedanke, das ganze Gebilde als Fachwerk aufzufassen, streng durchgeführt, so dürfte man die Nähte „2" nur als Heftung auffassen und müßte den gesamten Kräfteausgleich der Naht „1" zuweisen, die dann zum Zusammenschluß dreier Stäbe dient und sowohl im Schnitt $a—a$ wie im Schnitt $b—b$ auf Abscheren beansprucht wird, was keineswegs zweckmäßig erscheint. Da die Naht überdies nicht besonders gut zugänglich ist und unter Umständen noch dazu in senkrechter Lage geschweißt werden müßte, wird kein Betriebsfachmann eine Gewähr für die einwandfreie Herstellung dieser Naht, insbesondere für guten Einbrand im Schnitt $a—a$, übernehmen wollen.

Abb. 1.

Der gewissenhafte Statiker müßte die auftretenden Kräfte daher mindestens zum überwiegenden Teil den Nähten „2" zuweisen. Im selben Augenblick sind aber die erstrebten Vorteile dahin: Denkt man sich die von den Nähten „2" zu übertragenden Kräfte in den beiden Punkten S konzentriert, so sind ihre waagerechten, entgegengesetzt gerichteten Komponenten wieder gleich der Gurtkraft G, an der auf den Stützensteg übertragenen Querkraft hat sich also gegenüber anderen Ausbildungen nichts geändert.

Die Anregung, in den drei „Knotenpunkten" Knotenbleche anzuordnen, dürfte wegen der vielen kurzen, schlecht zugänglichen Nähte ebenfalls kaum Beifall finden.

Nebenbei sei noch darauf hingewiesen, daß die „Stabkraft" $\frac{G}{\cos\alpha}$ in den abgeknickten Flanschen je nach der Größe des Winkels α das 1,2-fache und mehr der Kraft G erreichen kann; zur Aufnahme dieser Kraft ist der abgeknickte Flansch ohne Verstärkung nicht in der Lage. Dieser Hinweis zeigt, von allen schweißtechnischen Einwänden abgesehen, am besten, daß durch Übertragung der Fachwerktheorie auf ein vollwandiges Gebilde ein naturgemäßer, „natürlicher" Knoten nicht entstehen kann. Man vergleiche etwa die Aussteifung zu dünner Stehbleche von Blechträgern durch diagonale Winkel: eine Konstruktion, die wohl ausnahmsweise einmal angebracht sein kann; zur Regel wird sie aber niemand erheben wollen. Die „natürliche", d. h. dem Prinzip der vollwandigen Konstruktion angemessene Ausbildung des Steges besteht vielmehr darin, ihn von vornherein ausreichend stark zu bemessen, oder aber, wenn die großen Querkräfte nur in einem engen Bereich auftreten, ihn dort durch Beilagen, nicht aber durch fachwerkartige Gebilde zu verstärken.

Bei dem Schmucklerschen Vorschlag ist diese Verstärkung zwar nicht erwähnt, jedoch läßt sie sich hier, wie das schraffierte Rechteck in Abb. 2 zeigt, in konstruktiver und schweißtechnischer Hinsicht einwandfrei vorsehen.

Abb. 2.

Bedauerlich ist bei diesem Vorschlag die Notwendigkeit, den einen Stützenflansch zweimal vollständig zerschneiden zu müssen. Die acht Kehlnähte „2", die beiläufig fast die gleiche Stärke wie die Stützenflansche haben müssen, verteuern den an sich recht einfachen Anschluß erheblich. Hier soll daher noch eine weitere Ausführung zur Erörterung gestellt werden. Diese ist vom Verfasser bei der kürzlich fertiggestellten Kohlenhochbahn für das Gaswerk Neukölln vorgeschlagen worden und bereits veröffentlicht[2]), jedoch fehlt dort leider jede Erläuterung im Text, so daß die Abbildung kaum verständlich ist. Stiele und Riegel bestehen

[1]) Bauing. 1931, Heft 41/42.

[2]) Vgl. Massenberg, Geschweißte Eisenbahnbrücke mit Stützweiten der einzelnen Öffnungen bis zu 15 m. Bauing. 1931, Heft 40.

aus Stehblech und Gurtplatten. Die Gurtplatten des Riegels wurden nun einfach erheblich breiter gemacht, an den Enden dem Querschnitt des Stieles entsprechend ausgeschnitten, über den Stiel gestreift und dann mit dem Steg des letzteren verschweißt (Abb. 3). Diese Ausführung kann ähnlich auch für den Anschluß eines Trägers an eine Stütze Verwendung finden. Bei längeren Stützenschäften dürfte das Überstreifen der Laschen allerdings schwieriger sein, so daß Teilung empfehlenswert ist; dadurch wird auch der Anschluß des Trägers schweißtechnisch günstiger, und er ist sogar auf der Baustelle leicht herzustellen, da nur waagerechte Kehlnähte vorkommen. Damit wird dann auch die kostspielige und unnatürliche Anregung, neben dem Anschluß einen besonderen Montagestoß vorzusehen, umgangen (Abb. 4). Die Verbindung zwischen Träger und Laschen kann gleich gut durch Schweißen, Nieten oder Schrauben hergestellt werden. Im Schnitt $a—a$ dürfte kaum mehr Querschnitt erforderlich sein, als zur Aufnahme der aus dem Moment des waagerechten Trägers resultierenden Zug- bzw. Druckkraft notwendig ist. Wesentliche Biegungsmomente an diesen Stellen der Laschen werden kaum auftreten, da die beiden Laschenteile durch den Träger selbst starr verbunden werden. Im übrigen spielt die Frage des Gewichtes bei solchen Punkten auch nur die zweite Rolle. Die Hauptsache ist eine konstruktiv und schweißtechnisch einwandfreie, werkstatt- und montagegerechte Ausbildung; man kann den Laschen also sehr wohl reichlichen Querschnitt geben, ohne die Wirtschaftlichkeit in Frage zu stellen. Die Ecken der Drucklaschen können durch einen in Abb. 4 punktiert angedeuteten Flachstab, der gleichzeitig als Auflagerknagge dient, gegen Ausweichen gesichert werden.

hier evtl. Beilage gemäß Abb. 2

obere Lasche

untere Lasche

Abb. 4.

Stiele

Gurtplatten des Riegels

Abb. 3.

Berlin-Zehlendorf, den 8. November 1931.

Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt.

Erwiderung auf obige Zuschriften.

Sofern die Konstruktion von Rahmenecken sowohl bei Riegeln als auch bei Stützen nicht über deren Begrenzungen hinausragen soll, ist eine befriedigende Lösung nur mittels der Schweißung zu erhoffen, und dazu sollten die Dresdener Versuche den Weg weisen.

Wie Dr. Schmuckler richtig bemerkt, galten diese Versuche nur den Schweißanschlüssen. Deren Güte hängt aber doch unmittelbar mit dem Kraftfluß zusammen; und meine Behauptung, daß die Spannung in der Flanschenschweißnaht stark ungleichmäßig über die Flanschbreite verteilt ist, wird durch den Schmucklerschen Hinweis auf das beobachtete Ebenbleiben der lotrechten Flansche nicht widerlegt. Die geringste Nachgiebigkeit der Flanschaußenkanten setzt dort die Spannung herab, da eine Gegenwirkung fehlt und die Flansche eine zu große Breite haben, um hinreichende Biegesteifigkeit aufzuweisen; die Flanschaußenteile bleiben schlapp. Der Fall gleicht dem, wo ein Breitflanschträger auf eine schmale starre Querleiste gelegt wird; ohne eingepaßte Stegversteifung wird sich nur im Bereich der Kreuzung zwischen Leiste und Steg ein Druck übertragen, der nach außen rasch abfällt. Ein Gußtechniker würde in seinen Modellen etwa stumpf anstoßende Rippen stets durchführen. Eine Wiederholung der Versuchsreihe I, aber mit größerem Abstand der angreifenden Kräfte (damit der Einfluß der Querkraft zurücktritt) und ein Parallelversuch mit demselben Träger und denselben Nähten, aber mit eingeschweißten Querrippen im lotrechten Träger in der Flucht der waagerechten Flansche oder besser mit dazwischengelegter dicker Platte an Stelle des lotrechten Trägers wird sicher eine Überlegenheit dieser Anordnung zeigen.

Zu den Schubspannungen und deren Aufnahme und Umleitung sei folgendes bemerkt: Legt man gerade Querrippen zwischen die Stützenflansche, dann wird ohne Berücksichtigung des glatt durchlaufenden Stützendruckes der linke Stützenflansch oben Druck, unten Zug, der rechte oben Zug, unten Druck erhalten. Die linke Flanschkraft geht dann von Zug auf Druck über; die algebraische Summe beider Kräfte, also etwa die doppelte Flanschkraft, muß auf die Strecke 1—2 (in Abb. 1, S. 248) beim Fehlen weiterer Elemente vom Stützensteg aufgenommen werden; dieser wird also auf Schub beansprucht. Denkt man sich das innerhalb der Flansche und Rippen liegende Stegrechteck herausgeschnitten, dann erhält es die Schubspannungen an den lotrechten Kanten von den Flanschen und an den waagerechten Kanten von den Querrippen, die ihrerseits diese Kräfte von den Riegelflanschen erhalten. Die Umsetzung der Riegelflanschkräfte in die Stützenflanschkräfte ist durch diesen Vorgang klargestellt und erfolgt also lediglich durch das Stützensteg-Rechteck.

Die Verschweißung zwischen den Querrippen und dem linken Stützenflansch überträgt keine Kräfte und kann schwach sein; wichtig dagegen ist die Überleitung des Riegelflansches auf die Rippen, die durch starke Kehlnähte oder durch Zerschneiden der Stützenflansche und Durchführen der Rippen oder Riegelflansche oder nach dem Vorschlag von Dipl.-Ing. Gottfeldt durch Umgehungsbleche erfolgen kann; von letzterem Punkt ist weiter unten noch die Rede.

Nun wird der beim I P-Profil verhältnismäßig schwache Steg durch die Schubspannungen in der Regel stark überbeansprucht und das ursprüngliche Rechteck zu einem Parallelogramm verzerrt. Zur Verminderung der Überbeanspruchung gibt es zwei Wege:

Erstens kann der Steg durch aufgelegte und ringsum mit den Flanschen und Querrippen verschweißte Platten verstärkt werden; es wäre m. E. gut, diese Platten nicht unmittelbar auf die Stege, sondern im Abstande gleich etwa $^1/_4$ Flanschbreite vom Steg zu legen, damit die Kräfte in den breiten Flanschen und Rippen besser gefaßt werden. Man erkennt, daß lange und ziemlich starke Kehlnähte erforderlich sind.

Zweitens kann man gemäß meinem Vorschlag die Querrippen schräg stellen und zu einem Dreieck ausbilden, so daß die Riegelflanschkräfte, ohne den Umweg über den Steg und seine Verstärkungen zu nehmen, auf kürzestem Wege von den Ecken in die Stützenflansche geleitet werden. Der außerhalb des Rippendreiecks liegende Steg überträgt dann nur die im oberen und unteren Stützenteil auftretende mäßige Querkraft. Durch die Verschweißung der Rippen mit dem Steg sollte allerdings ein mäßig breiter Stegstreifen mit zu den Rippen gerechnet werden, der einen entsprechenden Teil der Rippenkraft mit aufnimmt.

Die Schrägrippen können entweder beiderseits stumpf gegen die Flansche geschweißt oder auf der Riegelseite durch den Stützenflansch geführt werden; erstere Ausführung soll als Regel gelten. Dr. Schmuckler und Dipl.-Ing. Gottfeldt stellen eine sichere Verschweißung der Rippenenden mit den Flanschen als kaum möglich hin. Hiergegen ist zu sagen, daß die Nähte in der Werkstatt liegend geschweißt werden können, indem die Stütze auf den einen und dann auf den anderen Flansch gelegt wird; außerdem könnte doch wohl eine wenn auch etwas geringerwertige Kehlnaht in den spitzen Winkel von 55 bis 65° gesetzt werden. Besondere Sorgfalt erfordert die Schweißung der Zugrippe. Ob und in welcher Weise eine sichere Verschweißung möglich ist, muß schließlich Praxis und Versuch zeigen.

Der Anschluß des Riegels an die Stütze ist eine Frage für sich. Nach den heutigen Verfahren kann man einen I P-Riegel durch allseitige Werkstatt-Kehlnaht stumpf an den glatten Flansch der I P-Stütze derart sicher schweißen, daß das Bruchmoment der Naht etwa gleich dem des vollen Profils wird; auf der Baustelle ist dies aber nicht möglich, weil dabei lotrechte und Überkopfnähte vorkommen. Eine Durchführung der geraden oder schrägen Rippe durch den geschnittenen Stützenflansch ist nicht erwünscht. Im obigen Falle müßte der Riegel allerdings einen Baustellenstoß in einigem Abstand von der Stütze erhalten, was Dipl.-Ing. Gottfeldt als kostspielig und unnatürlich bezeichnet. Legt man den Stoß in $^3/_4$ bis 1 m Abstand von der Stütze, dann hat man in diesem schon ein erheblich kleineres Moment zu übertragen (der Nullpunkt liegt etwa im Abstande von dem 0,17 fachen der Stützweite) und es kann doch gleichgültig sein, ob der Stoß dicht am Stützenflansch oder etwas davon ab liegt. Ob dann die Stoßlaschen auf der Baustelle geschraubt oder geschweißt werden, ist hier nebensächlich.

Zu dem Gottfeldtschen Vorschlag des Riegelanschlusses erlaube ich mir die Bemerkung, daß es bedenklich erscheint, das gesamte Riegelmoment durch 2 mal 2 Baustellennähte aufzunehmen, die überdies so lang werden, daß eine gleichmäßige Beanspruchung längs der Naht fraglich ist. Ob die beiden oberen Zuglaschenquerschnitte $a—a$ wirklich rein auf Zug beansprucht werden, mag zweifelhaft sein; denn wenn nicht gleichzeitig das Riegelflanschende mit dem Stützenflansch gut verschweißt wird, dann liegt ein durch Schweißung geschlossenes Zugblech mit einer Querlücke vor, an deren Innenrand im Schnitt $a—a$ Kerbwirkung und Überbeanspruchung eintritt, wobei etwa eine Laschenverbreiterung nichts nützt. Besser ist m. E., einen kurzen Träger in der Werkstatt stumpf an den Stützenflansch zu schweißen, wobei noch seitliche, stehende, mäßig breite Laschen die Flanschränder mit den Querrippen verbinden können, und den Riegel auf der Baustelle durch V-Nähte und darübergelegte kurze Laschen und Querkehlnähte mit dem Trägerstumpf zu verbinden; die Querkräfte können durch leichte Steglaschen mit Hilfsschraubung und nachträglicher Schweißung übertragen werden. Wenn man die Gurtplatten schwerer Blechträger durch solche V-Nähte stoßen kann, läßt sich auch obiger Stoß auf der Baustelle sicher schweißen, und die langen Längskehlnähte sind vermieden. — Alle bisherigen Erörterungen dürften wohl zur Klärung der Knotenfrage beigetragen haben; ein Endurteil über die verschiedenen Vorschläge ist indessen nur von der Praxis in Verbindung mit Streck- und Bruchversuchen zu erwarten.

Chemnitz, im November 1931. Unold.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Ende des Jahrgangs 1931.

150,–